



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**  
**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE**  
**CONSTRUCCIONES**

**Estudios definitivos para el puente ubicado sobre el río  
Déleg en el tramo que conecta a las comunidades de  
Ayancay y Zumbahuayco, Javier Loyola - Azogues - Cañar.**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**Autores:**

**CARLOS ANDRÉS BUESTÁN GUALPA**  
**JOHN CARLOS SALDAÑA ENCALADA**

**Director:**

**ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO, Ms.C.**

**Cuenca – Ecuador**

**2023**

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo de titulación va dedicado primeramente a Dios por darme el conocimiento para poder culminar la carrera de Ingeniería Civil y poder llegar a formarme como profesional.

A mis queridos padres Mercedes y Antonio quienes con su infinito amor y paciencia me han guiado por el camino del bien hasta alcanzar esta profesión, por darme su apoyo incondicional durante los momentos más difíciles de mi vida, por ser el pilar fundamental e inculcarme la importancia del estudio. También por sus consejos valiosos los cuales día a día hacen de mí una mejor persona.

A mis hermanos Rosa, Juana, Delia, Walter y Alicia por siempre apoyarme y ser un ejemplo de superación y constancia, por acompañarme y nunca dudar de mis capacidades para poder alcanzar este gran logro.

A mis sobrinos Josue, Zharick, Jonás, Carlos y Fiorella por brindarme la motivación para culminar mi carrera y en futuro servirles de ejemplo a seguir.

*~ Andrés Buestán Gualpa*

## **DEDICATORIA**

Este trabajo va dedicado a Dios por darme la sabiduría para afrontar este reto, con todo cariño a mi madre María pilar fundamental de mi vida quien con su apoyo constante me ayudó a afrontar los obstáculos y luchar cada día para conseguir este logro. A mi abuelita Esthela quien, a pesar de ya no estar con nosotros, significó mucho en mi vida, sus enseñanzas y valores inculcados siempre los tendré presente y sé que en alguna parte debe estar orgullosa de mí. A cada uno de mis tíos y tías quienes con su confianza, consejos y palabras de motivación ayudaron a no darme por vencido. A todos mis primos que forman parte de mi vida y sirvieron como motivación para lograr este objetivo.

~ *John Saldaña Encalada*

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por darnos el conocimiento y sabiduría  
para poder afrontar este reto y culminar  
exitosamente nuestra carrera.

Agradecemos profundamente el apoyo brindado  
por el ingeniero José Vázquez Calero quien con  
su conocimiento y experiencia supo guiarnos para  
cumplir con los objetivos de este trabajo.

Agradecemos a la Universidad del Azuay,  
Escuela de Ingeniería Civil por darnos la  
oportunidad de formar parte de ella, forjándonos  
con valores bien fundamentados para el servicio a  
la sociedad.

Agradecemos a los docentes de la Facultad de  
Ciencia y Tecnología, mención especial a los  
ingenieros Vladimir Carrasco, Roberto Gamón,  
Rolando Armas y Patricia Palacios por el apoyo y  
el tiempo que nos brindaron, siendo  
fundamentales para la culminación de este  
trabajo.

~ *Andrés Buestán Gualpa*

~ *John Saldaña Encalada*



**“Estudios definitivos para el puente ubicado sobre el río Déleg en el tramo que conecta a las comunidades de Ayancay y Zumbahuayco, Javier Loyola - Azogues – Cañar.”**

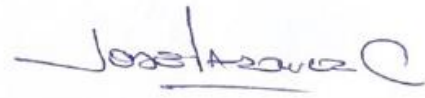
**RESUMEN:**

Este trabajo de titulación abarca el diseño de un puente isostático mediante el análisis de dos alternativas constructivas en vigas de hormigón armado y otra en pretensado, dará solución a los problemas relacionados a la conectividad vial en la zona de interés; se desarrollan los estudios básicos de ingeniería para definir las características del puente, el diseño estructural se realiza mediante el uso de software comercial que ayuda a obtener una mejor precisión en los cálculos y se basa en las normativas existentes como la AASHTO LRFD 2020, ACI 318-19, MTOP, entre otras. El proyecto determina los resultados y recomendaciones a seguir, evaluadas con criterios de ingeniería de valor, se incluyen los cálculos respectivos, el presupuesto referencial y los planos correspondientes para las dos alternativas planteadas.

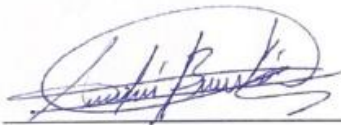
**Palabras clave:** estudios para puentes, diseño de puentes, puente isostático, hormigón armado, vigas pretensadas, estribos de puentes, análisis de costos,



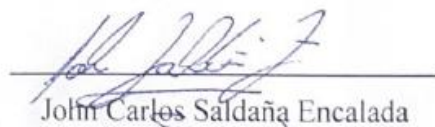
Ing. José Fernando Vazquez Calero  
Director de trabajo de titulación



Ing. Jose Fernando Vazquez Calero  
Coordinador de Escuela



Carlos Andrés Buestán Gualpa  
Autor



John Carlos Saldaña Encalada  
Autor

**"Final studies for the bridge located over the Déleg river in the section that connects the communities of Ayancay and Zumbahuayco, Javier Loyola - Azogues - Cañar."**

**ABSTRACT**

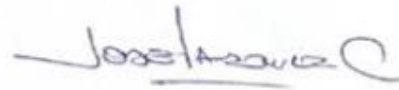
This degree paper covers the design of an isostatic bridge through the analysis of two construction alternatives; one in reinforced concrete beams and another in prestressing. It will solve problems related to road connectivity in the area of interest. Basic engineering studies are being developed to define the characteristics of the bridge and the structural design is carried out through the use of commercial software that helps to obtain better precision in the calculations which is based on existing regulations such as AASHTO LRFD 2020, ACI 318-19, MTOP, among others. The project determines the results and recommendations to follow which are evaluated with value engineering criteria; respective calculations, the referential budget and the corresponding plans for the two proposed alternatives are included.

**Keywords:** bridge studies, bridge design, isostatic bridge, reinforced concrete, prestressed beams, bridge abutments, cost analysis.



Ing. José Fernando Vazquez Calero

Thesis Director



Ing. Jose Fernando Vazquez Calero

Civil Engineering Career Director

Translated by



Carlos Andrés Buestán Gualpa

Author



John Carlos Saldaña Encalada

Author



## INDICE DE CONTENIDOS

<b>INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
<b>ANTECEDENTES .....</b>	<b>1</b>
<b>PROBLEMÁTICA.....</b>	<b>2</b>
<b>JUSTIFICACIÓN .....</b>	<b>2</b>
<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>2</b>
<b>GENERAL .....</b>	<b>2</b>
<b>ESPECÍFICOS .....</b>	<b>3</b>
<b>1. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>4</b>
1.1 Reseña histórica de los puentes.....	4
1.2 Definición de puente .....	7
1.3 Tipos de puentes.....	8
1.4 Elementos estructurales de un puente .....	10
1.4.1 Superestructura.....	11
1.4.2 Subestructura.....	11
1.5 Aplicación de pretensado en puentes de hormigón.....	11
1.6 Puentes y su filosofía de diseño .....	12
1.6.1 Estado Límite de Resistencia ELU .....	12
1.6.2 Estado Límite de Servicio ELS .....	12
1.6.3 Estado límite de fatiga y fractura .....	13
1.6.4 Estado límite de evento extremo .....	13
1.7 Estudios básicos de ingeniería para puentes .....	13
1.7.1 Estudio topográfico .....	13
1.7.2 Estudio geológico y geotécnico .....	14
1.7.3 Estudio hidrológico e hidráulico .....	14
1.7.4 Estudio de riesgo sísmico.....	14
1.7.5 Estudio de impacto ambiental .....	14
1.7.6 Estudio de tráfico .....	15
1.7.7 Diseño vial de los accesos.....	15
1.8 Tipos de cargas y solicitaciones a considerar en el diseño de puentes ..	15
1.8.1 Cargas permanentes .....	15

1.8.2	Cargas transitorias .....	16
<b>2.</b>	<b>LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y ESTUDIOS REALIZADOS</b>	<b>18</b>
2.1	Levantamiento topográfico .....	18
2.1.1	Ubicación de la zona de estudio.....	18
2.1.2	Límites .....	19
2.1.3	Metodología .....	19
2.2	Estudios de suelos .....	22
2.2.1	Metodología .....	22
2.2.2	Granulometría, humedad, límites de consistencia y clasificación del suelo. 22	
2.2.3	Ensayo de corte directo .....	24
2.3	Estudio hidrológico e hidráulico .....	28
2.3.1	Metodología para el cálculo del caudal de diseño .....	28
2.3.2	Cuenca hidrográfica .....	28
2.3.3	Numero de curva.....	29
2.3.4	Estudio de precipitaciones.....	37
2.3.5	Modelación hidrológica mediante el software HEC-HMS .....	42
2.3.6	Nivel de agua para el caudal de diseño .....	44
2.3.7	Cálculo de la socavación general .....	47
2.3.8	Socavación local en los estribos.....	50
2.3.9	Altura de remanso .....	52
2.3.10	Consideraciones en base a los estudios realizados.....	54
2.3.11	Evaluación del impacto ambiental .....	55
<b>3.</b>	<b>ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE.....</b>	<b>62</b>
3.1	Superestructura de tablero viga losa de hormigón armado .....	63
3.1.1	Prediseño de la viga .....	63
3.1.2	Prediseño de la losa.....	64
3.1.3	Protecciones laterales .....	65
3.1.4	Cargas Permanentes (DC – DW) .....	74
3.1.5	Cargas Vivas (LL - PL).....	74
3.1.6	Modelo del tablero de vigas de hormigón armado CSI bridge .....	76
3.1.7	Cálculo de las armaduras .....	77

3.1.8	Diseño de diafragmas .....	97
3.1.9	Dispositivo de apoyo.....	101
3.2	Diseño de la subestructura .....	113
3.2.1	Geometría del estribo .....	113
3.2.2	Requisitos mínimos de longitud de apoyo .....	115
3.2.3	Cargas verticales consideradas.....	115
3.2.4	Cargas horizontales consideradas .....	119
3.3	Superestructura conformada por vigas I pretensadas y losa fundida in situ. 133	
3.3.1	Propiedades geométricas de la viga .....	133
3.3.2	Propiedades de los materiales a utilizarse.....	135
3.3.3	Diseño de la viga pretensada.....	136
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.....</b>	<b>150</b>
4.1	Presupuesto referencial puente construido con vigas de hormigón armado.....	150
4.2	Presupuesto referencial para el puente construido de vigas de hormigón pretensado .....	152
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>154</b>
5.1	Conclusiones .....	154
5.2	Recomendaciones.....	155
<b>6.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>156</b>
<b>7.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>158</b>
7.1	Análisis de precios unitarios .....	173
7.2	Planos hormigón Armado .....	197
7.3	Planos Hormigón pretensado .....	203
7.4	Mecánica de suelos .....	209
7.5	Hidrológico e Hidráulico.....	223

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPITULO 1

<b>Figura 1.1.</b> Puente romano de Alcántara. España .....	5
<b>Figura 1.2.</b> Puente peatonal de madera. ....	5
<b>Figura 1.3.</b> Puente de acero Kaiser Wilhelm. Alemania .....	6
<b>Figura 1.4.</b> Puente de hormigón armado. Azogues-Ecuador .....	7
<b>Figura 1.5.</b> Puentes en arco de distinta configuración .....	8
<b>Figura 1.6.</b> Esquema de un puente atirantado .....	9
<b>Figura 1.7.</b> Esquema de un puente colgante.....	9
<b>Figura 1.8.</b> Elementos de un puente tipo viga.....	10

### CAPITULO 2

<b>Figura 2.1.</b> Ubicación de la zona de estudio. ....	18
<b>Figura 2.2.</b> Límites de la parroquia Javier Loyola. ....	19
<b>Figura 2.3.</b> Estación total empleada para el levantamiento topográfico. ....	20
<b>Figura 2.4.</b> Topografía de la zona de estudio.....	21
<b>Figura 2.5.</b> Gráfica esfuerzo deformación para las muestras.....	25
<b>Figura 2.6.</b> Esfuerzo normal vs esfuerzo de corte y parámetros $c$ y $\phi$ . ....	26
<b>Figura 2.7.</b> Microcuenca del río Déleg delimitada desde el punto de estudio. ....	29
<b>Figura 2.8.</b> Zonas con distintos tipos de suelo para la microcuenca de estudio.....	31
<b>Figura 2.9.</b> Distribución del uso del suelo en la microcuenca de estudio. ....	33
<b>Figura 2.10.</b> División en microcuencas de menor área .....	34
<b>Figura 2.11.</b> Posición de la estación Ricaurte M0426 .....	37
<b>Figura 2.12.</b> Hidrograma de bloques alternados microcuenca A.....	40
<b>Figura 2.13.</b> Hidrograma de bloques alternados microcuenca B. ....	40
<b>Figura 2.14.</b> Hidrograma de bloques alternados microcuenca C. ....	41
<b>Figura 2.15.</b> Hidrograma de bloques alternados microcuenca D.....	41
<b>Figura 2.16.</b> Modelo Hidrológico HEC-HMS .....	42
<b>Figura 2.17.</b> Caudal esperado para un periodo de retorno de 25 años. ....	42
<b>Figura 2.18.</b> Caudal esperado para un periodo de retorno de 50 años. ....	43
<b>Figura 2.19.</b> Hidrograma de crecida para un periodo de retorno de 25 años. ....	43
<b>Figura 2.20.</b> Hidrograma de crecida para un periodo de retorno de 50 años. ....	44
<b>Figura 2.21.</b> Sección transversal del río.....	45
<b>Figura 2.22.</b> Curva área-gasto acumulado. ....	46
<b>Figura 2.23.</b> Esquema de una sección socavada. ....	47

<b>Figura 2.24.</b> Sección sin socavar y socavación general. ....	50
<b>Figura 2.25.</b> Posición de los estribos, socavación esperada general y local. ....	54
<b>Figura 2.26.</b> Disposición final para el puente. ....	55
<b>Figura 2.27.</b> Área de influencia de la construcción del puente. ....	56
<b>Figura 2.28.</b> Punto donde se planea emplazar el puente. ....	57
<b>Figura 2.29.</b> Zona donde se planea emplazar el puente. ....	58

### CAPITULO 3

<b>Figura 3.1.</b> Sección transversal del puente.....	65
<b>Figura 3.2.</b> Esquema de la baranda a diseñar. ....	66
<b>Figura 3.3.</b> Geometría de la baranda. ....	66
<b>Figura 3.4.</b> Comprobación del retiro de los postes. ....	68
<b>Figura 3.5.</b> Posición de la resultante para la baranda diseñada. ....	69
<b>Figura 3.6.</b> Momento plástico en el sentido X-X para el poste.....	70
<b>Figura 3.7.</b> Momento plástico en el sentido Y-Y para el poste.....	71
<b>Figura 3.8.</b> Momento plástico para los rieles. ....	71
<b>Figura 3.9.</b> Secciones tipo para los postes y rieles de la baranda. ....	74
<b>Figura 3.10.</b> Características del camión de diseño HL-93. ....	75
<b>Figura 3.11.</b> Esquema del camión de diseño HS-MTOP. ....	76
<b>Figura 3.12.</b> Modelo del tablero generado en CSI Bridge. ....	76
<b>Figura 3.13.</b> Deflexión que se produce en el puente ELS.....	77
<b>Figura 3.14.</b> Armado de la viga interior de hormigón armado. ....	91
<b>Figura 3.15.</b> Revisión del diseño a flexión en la viga externa. ....	95
<b>Figura 3.16.</b> Revisión del diseño a cortante en la viga externa.....	95
<b>Figura 3.17.</b> Revisión del diseño a flexión en la viga interna. ....	96
<b>Figura 3.18.</b> Revisión del diseño a cortante en la viga externa.....	96
<b>Figura 3.19.</b> Distribución de cargas en el tablero ....	97
<b>Figura 3.20.</b> Viga diafragma con las cargas aplicadas. ....	98
<b>Figura 3.21.</b> Momento por carga muerta en el diafragma.....	98
<b>Figura 3.22.</b> Momento por carga viva y efecto dinámico. ....	99
<b>Figura 3.23.</b> Diagrama de momento por carga muerta para el diafragma. ....	100
<b>Figura 3.24.</b> Diagrama de momento por carga viva para el diafragma.....	100
<b>Figura 3.25.</b> Armado para el diafragma de apoyo y para el diafragma de tramo. ..	101
<b>Figura 3.26.</b> Porcentajes de esfuerzo de compresión para el apoyo diseñado .....	109
<b>Figura 3.27.</b> Esquema del apoyo. ....	112

<b>Figura 3.28.</b> Esquema de un estribo en voladizo .....	113
<b>Figura 3.29.</b> Geometría del estribo.....	114
<b>Figura 3.30.</b> División del estribo en figuras conocidas.....	115
<b>Figura 3.31.</b> División del suelo de relleno en figuras sencillas.....	117
<b>Figura 3.32.</b> Mapa para diseño sísmico NEC. ....	121
<b>Figura 3.33.</b> Modelo del estribo en CSI Bridge. ....	128
<b>Figura 3.34.</b> Momentos en el estribo en CSI Bridge por resistencia (izquierda) y por evento extremo (derecha).....	129
<b>Figura 3.35.</b> Armado del estribo. ....	132
<b>Figura 3.36.</b> Sección de la viga pretensada. ....	134
<b>Figura 3.37.</b> Modelo del puente con vigas pretensadas CSI Bridge. ....	134
<b>Figura 3.38.</b> Armado de la viga pretensada. ....	136
<b>Figura 3.39.</b> Propiedades de los cables utilizados.....	136
<b>Figura 3.40.</b> Solicitación proveniente del CSI Bridge. ....	144
<b>Figura 3.41.</b> Cortante proveniente del CSI Bridge .....	146

## ÍNDICE DE TABLAS

### CAPITULO 1

<b>Tabla 1.1.</b> Combinaciones de carga para distintos estados límite.....	17
---	----

### CAPITULO 2

<b>Tabla 2.1.</b> Coordenadas de las estaciones principales para la toma de puntos. ....	20
<b>Tabla 2.2.</b> Porcentajes de cada material para las muestras analizadas.....	22
<b>Tabla 2.3.</b> Límites de consistencia para las muestras analizadas. ....	23
<b>Tabla 2.4.</b> Contenido de Humedad para las muestras analizadas.....	23
<b>Tabla 2.5.</b> Clasificación por SUCS y AASHTO para la muestra del estribo izquierdo. .....	24
<b>Tabla 2.6.</b> Clasificación por SUCS y AASHTO para la muestra del estribo derecho. .....	24
<b>Tabla 2.7.</b> Resultados ensayo de corte directo. ....	26
<b>Tabla 2.8.</b> Propiedades mecánicas para distintos tipos de suelo clasificados mediante el SUCS.....	27
<b>Tabla 2.9.</b> Propiedades de la microcuenca del río Déleg hasta el punto de estudio..	28
<b>Tabla 2.10.</b> Grupo hidrológico del suelo según el SCS. ....	30
<b>Tabla 2.11.</b> Grupo hidrológico del suelo según el uso de la tierra. ....	32
<b>Tabla 2.12.</b> Propiedades de las microcuencas asignadas. ....	35



<b>Tabla 2.13.</b> Número de curva para la microcuenca A.....	35
<b>Tabla 2.14.</b> Número de curva para la microcuenca B. ....	35
<b>Tabla 2.15.</b> Número de curva para la microcuenca C. ....	36
<b>Tabla 2.16.</b> Número de curva para la microcuenca D.....	36
<b>Tabla 2.17.</b> Tipo de suelo predominante en cada microcuenca y su respectivo número de curva.....	36
<b>Tabla 2.18.</b> Ecuaciones IDF para la estación elegida.....	37
<b>Tabla 2.19.</b> Periodos de retorno para distintos tipos de estructuras. ....	38
<b>Tabla 2.20.</b> Diferentes formulaciones para la obtención del tiempo de concentración. .....	39
<b>Tabla 2.21.</b> Tiempos de concentración promedio para las microcuencas asignadas.	39
<b>Tabla 2.22.</b> Caudal y volumen esperado para los periodos de diseño evaluados.....	44
<b>Tabla 2.23.</b> Valores de n para la fórmula de Manning.....	45
<b>Tabla 2.24.</b> Obtención del caudal de diseño mediante Manning. ....	46
<b>Tabla 2.25.</b> Coeficiente de contracción para distintas luces y velocidades.....	48
<b>Tabla 2.26.</b> Coeficiente por la frecuencia con la que se vaya a repetir la crecida. ...	48
<b>Tabla 2.27.</b> Coeficiente x dependiente del tipo de suelo.....	49
<b>Tabla 2.28.</b> Parámetros necesarios para el cálculo de la socavación. ....	49
<b>Tabla 2.29.</b> Cálculo de la socavación general. ....	50
<b>Tabla 2.30.</b> Valores para el coeficiente Pa.....	51
<b>Tabla 2.31.</b> Valores para el coeficiente Pq.....	51
<b>Tabla 2.32.</b> Valores para el coeficiente PR. ....	51
<b>Tabla 2.33.</b> Cálculo de la socavación local en los estribos. ....	51
<b>Tabla 2.34.</b> Valores para el coeficiente de remanso para distintos tipos de río. ....	52
<b>Tabla 2.35.</b> Cálculo de la velocidad media en la apertura.....	53
<b>Tabla 2.36.</b> Cálculo de la velocidad media del río en el punto de estudio.....	53
<b>Tabla 2.37.</b> Cálculo de la altura de remanso y el nivel de máximo remanso.....	53
<b>Tabla 2.38.</b> Acciones a considerar en las distintas fases para la construcción del puente .....	58
<b>Tabla 2.39.</b> Factores Ambientales afectados por el puente .....	59
<b>Tabla 2.40.</b> Matriz de riesgos por la construcción del puente.....	59
<b>Tabla 2.41.</b> Matriz de Leopold aplicada a la construcción del puente.....	60
<b>Tabla 2.42.</b> Resultados de la aplicación de la matriz de Leopold. ....	61

### CAPITULO 3

<b>Tabla 3.1.</b> Criterios para la elección del tipo de puente. ....	62
<b>Tabla 3.2.</b> Características geométricas del puente. ....	62
<b>Tabla 3.3.</b> Profundidades mínimas para distintos tipos de superestructura .....	63
<b>Tabla 3.4.</b> Dimensiones de la baranda.....	67
<b>Tabla 3.5.</b> Potencial de impacto en la baranda diseñada. ....	67
<b>Tabla 3.6.</b> Características para diferentes niveles de ensayo de barandas. ....	68
<b>Tabla 3.7.</b> Cargas permanentes a usarse en el modelo. ....	74
<b>Tabla 3.8.</b> Propiedades de los materiales a emplearse en el tablero.....	78
<b>Tabla 3.9.</b> Momentos últimos de diseño para la losa. ....	78
<b>Tabla 3. 10.</b> Momentos últimos de diseño para la viga interna.....	85
<b>Tabla 3.11.</b> Momentos últimos de diseño para las vigas exteriores.....	91
<b>Tabla 3.12.</b> Valor del umbral de fatiga de amplitud para la categoría A .....	107
<b>Tabla 3.13.</b> Porcentaje del esfuerzo de compresión para cada capa. ....	109
<b>Tabla 3.14.</b> Dimensiones preliminares del estribo .....	114
<b>Tabla 3.15.</b> Volumen y peso propio del estribo. ....	116
<b>Tabla 3.16.</b> Cargas provenientes de la superestructura. ....	117
<b>Tabla 3.17.</b> Volumen y carga del suelo de relleno. ....	118
<b>Tabla 3.18.</b> Altura equivalente de la sobrecarga por carga viva. ....	118
<b>Tabla 3.19.</b> Resumen de cargas verticales a considerar. ....	119
<b>Tabla 3.20.</b> Resumen de las cargas horizontales a considerar. ....	124
<b>Tabla 3.21.</b> Factores de carga para cada estado límite. ....	124
<b>Tabla 3.22.</b> Momento estabilizador debido a las cargas verticales $M_{vu}$ .....	125
<b>Tabla 3.23.</b> Cargas Verticales $V_u$ para cada estado limite.....	125
<b>Tabla 3.24.</b> Cargas horizontales $H_u$ para cada estado límite. ....	125
<b>Tabla 3.25.</b> Momento estabilizador por cargas horizontales.....	126
<b>Tabla 3.26.</b> Revisión del volteo alrededor del punto P. ....	126
<b>Tabla 3.27.</b> Revisión del deslizamiento en el estribo.....	127
<b>Tabla 3.28.</b> Revisión de las presiones actuantes en el suelo. ....	127
<b>Tabla 3.29.</b> Geometría de la viga pretensada I. ....	133
<b>Tabla 3.30.</b> Propiedades del hormigón para la losa y vigas. ....	135
<b>Tabla 3.31.</b> Propiedades de los aceros a utilizar. ....	135
<b>CAPITULO 4</b>	
<b>Tabla 4.1.</b> Presupuesto referencial hormigón armado.....	150
<b>Tabla 4.2.</b> Presupuesto Referencial con vigas pretensadas. ....	152

## **INTRODUCCION**

El diseño de puentes está conformado por un conjunto de actividades que van desde la selección correcta de la ubicación hasta el diseño definitivo de la alternativa más apropiada, siendo el mantener la seguridad el objetivo principal que debe tomarse en cuenta en el diseño, la mejor propuesta de un puente parte de un análisis exhaustivo en el apartado técnico y económico, lo cual termina definiendo si el proyecto es viable o no.

El presente trabajo trata de un proyecto técnico el cual contempla las fases desde los estudios, diseños y el correspondiente análisis de costos, para un puente que servirá como punto de conexión entre las comunidades Ayancay y Zumbahuayco, mediante el análisis de dos alternativas constructivas de puentes: vigas de hormigón armado en obra y vigas de hormigón pretensado. Para la alternativa más apropiada, se incluirán los requerimientos constructivos, el presupuesto referencial, planos correspondientes y especificaciones técnicas.

El puente será utilizado para movilizarse con menos tiempo de viaje entre las comunidades beneficiadas, permitirá conectar nuevas vías y evitará recorrer largas distancias por carreteras más alejadas. El puente este pensado construirse en una zona rural y sus principales características serán: un carril de un ancho de 3.6 m, barandas a sus lados, veredas, sistema de drenaje y la respectiva señalización.

Dentro del documento se incluyen una breve recopilación bibliográfica con respecto a puentes, los resultados de los estudios realizados topográfico, hidrológico e hidráulico, suelos y el análisis del impacto ambiental que conlleva la construcción del puente.

El diseño estructural tomará como base la norma AASHTO LRFD 2020 y cada apartado que sea utilizada se referenciará mediante el artículo correspondiente.

## **ANTECEDENTES**

La parroquia Javier Loyola tiene comunidades cuyas vías son cercanas a la zona por donde cursa el río Déleg, algunas de estas no se encuentran conectadas entre sí, y dificulta la comunicación entre las mismas generando varias desventajas a los pobladores. El incremento del uso de vehículos que permitan transportar productos de la zona, transporte de animales o simplemente movilizarse entre lugares por la ruta más corta, crea la necesidad de plantearse alternativas viales como puentes, de tal manera que permitan cumplir con estos objetivos de manera eficiente y segura.

## **PROBLEMÁTICA**

Debido al crecimiento poblacional que se viene dando en los últimos años, ya no únicamente en las grandes ciudades, sino también en las zonas rurales, surge la constante necesidad de conectar en mayor parte sus vías, sin embargo, puede decirse que la mayor parte en la cual se da más atención son las zonas urbanas, dejando a las comunidades de la parte rural en segundo plano, evitando su desarrollo equitativo y dejándolas desconectadas entre sí, para este caso en concreto, los problemas que se presentan al tratar de usar algunas vías que conectan la comunidad de Zumbahuayco con la comunidad de Ayancay, en una zona por la cual cruza el río Déleg se observa que cuando el nivel del río es bajo muchos tratan de cruzar el río con vehículos pequeños resultando prácticamente imposible y en algunos casos tratan de cruzar con vehículos grandes pero muchos de estos sufren daños, razón por lo cual estas vías dejan de ser aprovechadas en su totalidad provocando que en su mayoría las personas que circulan con sus vehículos por algún tramo de esta zona, deban buscar otras alternativas viales que llegan a generar muchas desventajas para el usuario, entre ellas mayores tiempos de viaje, mayor gasto de combustible y deterioro del vehículo debido al mal estado de las vías alternas.

## **JUSTIFICACIÓN**

Actualmente las zonas rurales de muchas ciudades se encuentran en pleno crecimiento poblacional es por ello que contar con caminos y vías conectadas entre sí representa un avance muy significativo para el desarrollo que se viene dando. Es evidente la constante necesidad de mantener comunidades conectadas en el ámbito vial, por lo que se busca dar solución a un problema en la zona que requiere construir un puente carrozable que permita dejar de lado todos los problemas mencionados anteriormente, permitiendo que vehículos y camiones de carga puedan cruzar el río, además, aprovechar las vías aledañas y ayudando a que la comercialización de productos ganaderos y agrícolas se pueda dar en la zona.

## **OBJETIVO GENERAL**

- Realizar el estudio y diseño del puente que facilite la conexión entre las comunidades de Ayancay y Zumbahuayco, de la parroquia Javier Loyola, cantón Azogues, Provincia del Cañar.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Recopilar información bibliográfica necesaria de las alternativas de puentes mencionadas anteriormente, para poder aplicar las especificaciones establecidas en la normativa AASHTO LRFD.
- Realizar la toma de muestras del suelo para sus posteriores estudios en laboratorio que sirvan para determinar el tipo de material y sus características.
- Diseñar las dos alternativas a nivel de anteproyecto y definir la más conveniente a nivel técnico y económico.
- Comprobar el diseño más conveniente obtenido mediante software de diseño de puentes y analizar los costos del mismo.
- Redactar las conclusiones, recomendaciones y presentar en el Gad parroquial de Javier Loyola.

## CAPÍTULO I

### 1. MARCO TEÓRICO

#### 1.1 Reseña histórica de los puentes

A lo largo de la historia el ser humano ha buscado el desarrollo continuo, siempre buscando facilitar las actividades que permitan una mejora significativa en su manera de vivir. Desde las primeras civilizaciones el hombre se ha visto en la necesidad de superar muchos obstáculos que en cierta parte han limitado el desarrollo, sin embargo, producto de la observación, ingenio y la capacidad de razonar que tiene, ha podido encontrar soluciones a muchos problemas, siendo uno de los principales el poder trasladarse de un lugar a otro salvando obstáculos naturales que dificulten esa actividad, por lo que la aparición de los puentes significa uno de los avances más grandes en cuanto a movilidad, comunicación y otros elementos. Lo que ha pasado con los puentes desde su aparición ha sido un conjunto de cambios en varios aspectos pues, muchos de ellos han venido con la época en la cual se construyeron siendo los cambios que más se evidencian cuando han ido variando sus materiales, tipologías, formas de construir, entre otros, pero en definitiva siguen manteniendo la misma idea para la cual surgieron tal como menciona Manterola (2005, p.2) *“La historia de los puentes se divide en varias etapas que pretenden ser sucesivas pero que a veces se superpondrán en el tiempo”*. Lo cual queda claramente demostrado pues, hasta el día de hoy existen puentes contruidos hace cientos de años que aún se mantienen en funcionamiento y siendo únicamente contrastados por la necesidad de construir nuevos puentes con mayores solicitudes y empleando la tecnología actual.

Los primeros puentes que se construyeron fueron hechos de piedra, madera y cuerdas, siendo los más antiguos aquellos de piedra y con forma de arco, su origen no es del todo claro, pero están ligados a los romanos pues fueron ellos los que le dieron una estructura que no presentaba muchas variaciones a lo largo del tiempo ya que se dieron cuenta del potencial que tenía usar los arcos, es por ello que se les atribuye el hecho de ser de los primeros puentes que presentaban grandes tamaños y a la vez duraderos, incluso se pueden observar algunos hasta la actualidad siendo uno de los ejemplos más claros el puente de Alcántara el cual es uno de los más representativos de lo que fue la

construcción romana en este aspecto pues sus características constructivas han ayudado a que se mantenga hasta la actualidad.



**Figura 1.1.** Puente romano de Alcántara en España.

Fuente: MemoryCatcher. (2016). Pixabay. <https://www.pixabay.com>

Los puentes de madera han existido a la par que los de piedra, aunque muchos de ellos desaparecieron por completo debido a incendios o por deterioro de la madera, estos puentes se construyeron en zonas que tenían grandes espacios cubiertos por árboles que daban la materia prima, estos puentes podían tomar formas más complejas que los de piedra.



**Figura 1.2.** Puente peatonal de madera.

Fuente: MabelAmber. (2016). Pixabay. <https://www.pixabay.com>

Uno de los puntos más importantes en la historia es la revolución industrial, trajo consigo cambios muy significativos en todos los aspectos en la manera de vivir del hombre, con la aparición de los materiales metálicos como el hierro forjado y el acero se permitió crear puentes que cada vez cubrían luces más grandes ya que debido al avance científico se empezaba a generar planteamientos en cuanto a resistencia de materiales logrando que el acero se vuelva el material principal para la construcción de puentes dejando de lado el uso de piedras y madera.



**Figura 1.3.** Puente de acero Kaiser Wilhelm. Alemania.

Fuente: TheoRivierenlaan. (2017). Pixabay. <https://www.pixabay.com>

Otro de los principales materiales empleados en la construcción de puentes es el hormigón armado aunque su aparición no es del todo reciente, pues, antiguamente los romanos utilizaban un tipo de cemento puzolánico como material que se endurecía al interactuar con el agua de manera similar al cemento que se utiliza en la actualidad, sin embargo, hasta la época en la que se desarrolló el cemento Portland no se lograba alcanzar resistencias de altos valores que permitieran la construcción de los elementos del puente que resistan condiciones exigentes, es por ello que una vez que se contaba con el cemento apto para este objetivo lo siguiente que se hizo fue asociarlo con barras de acero formando el hormigón armado, convirtiéndolo en el material más utilizado



en la mayoría de obras en la actualidad y siendo una alternativa constructiva a los puentes de acero.



**Figura 1.4.** Puente losa de hormigón armado. Azogues-Ecuador.

Fuente: Google Maps (2022).

Además del hormigón armado existen variaciones que son el hormigón preesforzado y el hormigón postensado siendo técnicas que permiten salvar luces más grandes y optimizar tiempos de construcción es por ello que junto al acero son los materiales más trascendentales en proyectos que requieran grandes solicitaciones.

## 1.2 Definición de puente

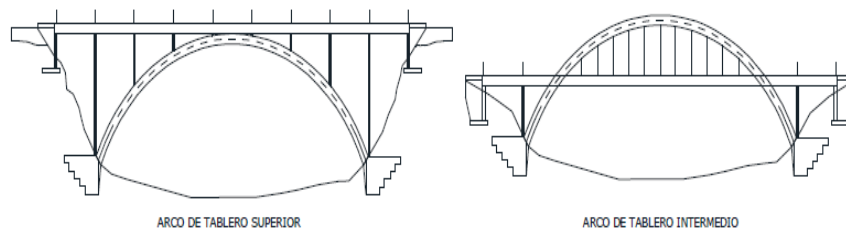
Un puente es un elemento estructural construido con el fin de superar obstáculos que pueden ser accidentes geográficos tales como: ríos, quebradas, abismos, entre otros, de tal forma que se pueda dar continuidad a un camino, una carretera, etc. También es construido para mejorar situaciones como problemas de tráfico, conexión entre ciudades y otros conflictos similares. Tomando el término de manera más práctica para Arnoldo (2004, p.4) *“el objetivo de un puente es permitir cruzar objetos pesados, como vehículos, por encima de algún tipo de obstáculo”*. Siendo todos estos los usos más comunes para este tipo de estructura.

Su diseño está basado en un conjunto de planteamientos como la geometría de la estructura, ubicación de la zona de emplazamiento, configuración estructural del puente, materiales a utilizar entre otros, en donde todos estos están dados por la vía o zona en la cual se va a construir, siendo muy pocos casos en los cuales el puente puede imponer condiciones.

### 1.3 Tipos de puentes

Existen varias clasificaciones de puentes que son similares entre ellas, aunque varían en ciertos criterios dependiendo del autor, uno de ellos es la clasificación dada por Rodríguez (2020), que clasifica los puentes en 3 grandes categorías: por su función, por los materiales de construcción y por el tipo de estructura.

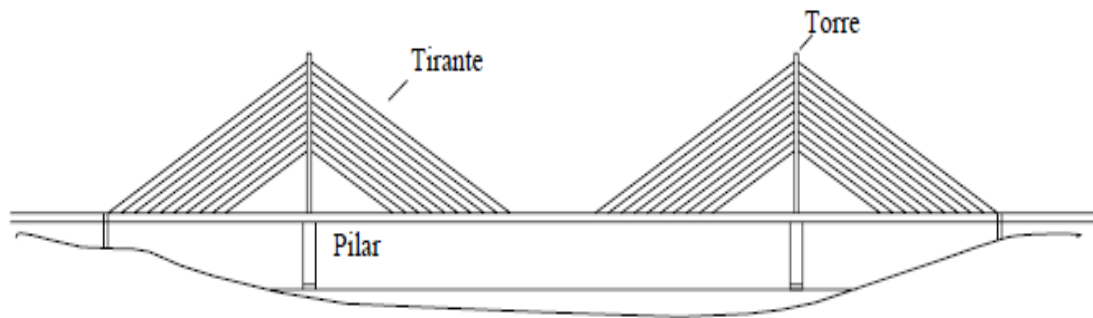
- Los puentes clasificados según su función son:  
Peatonales, carreteros, ferroviarios, puentes para aviones y acueductos.
- Por los materiales de construcción son:  
De mampostería de piedra, de madera, de acero estructural, de hormigón armado, de hormigón preesforzado, entre otros.
- Por el tipo de estructura
  1. Puentes simplemente apoyados consisten en un elemento conformado por un tablero principal sobre dos apoyos en los cuales existen juntas de dilatación, estos pueden ser de tipo losa o tipo viga.
  2. Puentes simples de varios tramos: Son puentes del tipo simplemente apoyados conformados por múltiples tramos, sus apoyos exteriores son denominados estribos y los apoyos intermedios son conocidos como pilas.
  3. Puentes continuos son aquellos que están conformados por apoyos principales y apoyos intermedios, no requieren de muchas juntas de dilatación, sin embargo, su diseño se dificulta al momento de colocar los refuerzos que permitan esa continuidad.
  4. Los puentes en arco toman como soporte una estructura en forma de arco siendo esta la encargada de distribuir las cargas por igual a las fundaciones, pueden ser de 3 tipos según la posición del arco puente de arco de tablero superior, intermedio e inferior. Su configuración permite que se construyan en zonas donde sean difíciles colocar otro tipo de puente.



**Figura 1.5.** Puentes en arco de distinta configuración.

Fuente: Manual Puentes MTC Perú (2018)

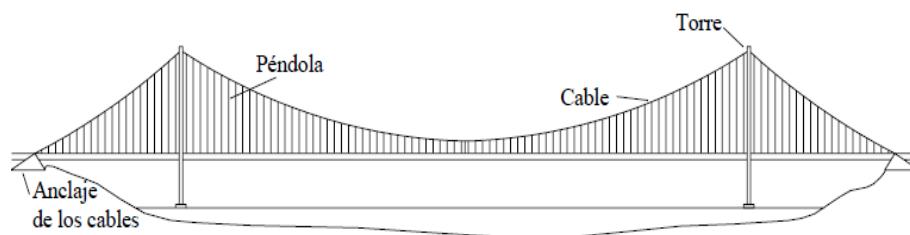
5. Los puentes atirantados son estructuras que están sujetas a una torre mediante cables gruesos llamados obenques de los cuales se encuentra suspendido el tablero del puente. Estos puentes trabajan a tracción y compresión y generalmente se utilizan cuando se requiere cubrir luces grandes.



**Figura 1.6.** Esquema de un puente atirantado.

Fuente: Seminario Manrique (2004)

6. Los puentes colgantes son muy utilizados cuando se desea cubrir luces grandes, pues requiere de menos material a diferencia de otros, su configuración estructural viene dada por cables curvos que se encargan de soportar las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los puntos de anclaje, el tablero es sostenido por las denominadas péndolas, la desventaja de este tipo de puente es que carece de rigidez haciéndolo vulnerable a condiciones atmosféricas como turbulencias o fuertes vientos.



**Figura 1.7.** Esquema de un puente colgante.

Fuente: Seminario Manrique (2004)

7. Un puente reticulado es un puente cuya configuración de ensamblaje es en forma de triángulos mediante barras metálicas las cuales generan esfuerzos de compresión y tracción en todas sus partes.

8. Puente tipo cantiléver que tienen su principal aplicación en luces largas recibe su nombre a partir de los voladizos que se proyectan desde las pilas que lo componen.

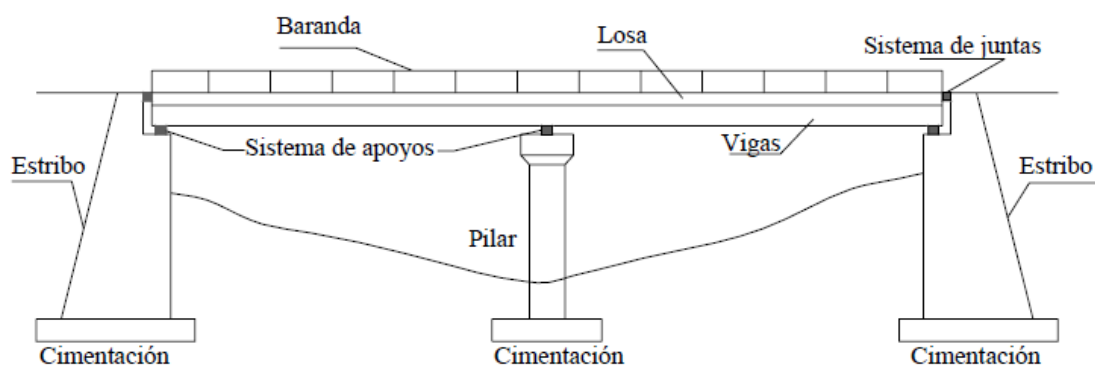
Se puede considerar dos categorías adicionales a las ya mencionadas aquellos que se diferencian por su geometría en planta:

- 1) Puente recto también denominado puente viga es aquel que considera como elemento principal de resistencia las vigas que lo conforman el mismo presenta cierta ventaja frente a los esfuerzos de flexión producidos por las cargas actuantes en él.
- 2) Puente curvo es aquel que presenta una geometría curva vista en planta, su análisis requiere mayor atención pues debido a la complejidad de su forma genera esfuerzos de torsión sobre la estructura alrededor del eje a la par se presentan también mayores esfuerzos por flexión.
- 3) Se considera un puente esviado cuando la vista en planta del tablero no presenta una forma rectangular, esto debido a que sus apoyos forman un ángulo diferente de 90 grados respecto al eje longitudinal del tablero.

La elección del tipo de puente dependerá en mayor medida de la zona en la cual se va emplazar y acorde a las recomendaciones dadas por los distintos autores.

#### 1.4 Elementos estructurales de un puente

Un puente sin importar su tipo, está compuesto por dos partes claramente diferenciadas estas son la superestructura y subestructura, en las cuales se encuentran varios elementos que conforman la configuración del puente como se puede apreciar en la siguiente figura.



**Figura 1.8.** Elementos de un puente tipo viga.

Fuente: Seminario Manrique (2004)

### **1.4.1 Superestructura**

La superestructura es el conjunto de todos los elementos que se encuentran sobre los apoyos del puente. Sobre ella se pueden distinguir algunos elementos tales como: tablero, estructura portante, superficie de rodadura, losa de aproximación, drenaje de tablero, barandas, juntas de dilatación y otros elementos que puedan llegar a requerirse en el proyecto, también brinda continuidad a una carretera.

La función principal de la superestructura es facilitar la transmisión de las cargas a las pilas o los estribos, es decir a la subestructura. Por otra parte, uno de los elementos más importantes es el tablero, pues es el que aguanta las cargas de rodadura cuya capa estará conformada por el material más adecuado de solicitud.

### **1.4.2 Subestructura**

La subestructura también conocida como infraestructura es un elemento del puente que está formado por: pilas, estribos y cimientos, cada uno de estos cumple una función específica en el puente, así, las pilas son los sustentos centrales y los estribos son las bases extremas para sostener la superestructura directamente, por otra parte, los cimientos se encargan de distribuir los esfuerzos al terreno, es decir son los responsables de pasar la fuerza y los esfuerzos de la superestructura a las fundaciones, además sirven como elementos protectores ante efectos adversos.

## **1.5 Aplicación de pretensado en puentes de hormigón**

El hormigón pretensado es una técnica constructiva muy utilizada hoy en día, consiste en someter el hormigón a esfuerzos de compresión antes de que sea colocado en obra y comience a recibir las cargas para la cual se diseña, este proceso se realiza con el fin de eliminar esfuerzos de tracción del hormigón, aumentando así la rigidez y generando resistencias internas que pueden soportar las sollicitaciones de grandes estructuras tales como puentes. Sus ventajas son que permite una mayor rapidez al momento de ejecutar la obra ya que vienen listos para colocarse, pues son realizados en fábrica en donde se puede llevar un control de calidad bueno y asegurar las resistencias de diseño, un punto negativo del hormigón pretensado es los costos que llega a tener, por lo que realizar un análisis comparativo con otros materiales es recomendable antes de decidirse por este hormigón pues no siempre suele ser la alternativa que económicamente resulte más viable con respecto a los demás materiales que pueden ser empleados.

## **1.6 Puentes y su filosofía de diseño**

Los puentes son diseñados tomando como referencia la metodología dada por la normativa AASHTO LRFD cuyas siglas significan Load and Resistance Factor Design las cuales traducidas al español quedan como Diseño por Factores de Carga y Resistencia, esto significa que las resistencias de diseño se reducen mientras que las cargas se amplifican mediante factores menores o mayores a la unidad según sea el caso, lo cual permite que el diseño que se realice cuente con un grado de consideración respecto a las dudas que se generan al construir la estructura. Un concepto clave dentro de la filosofía de diseño de puentes son los estados límite, que son condicionantes al diseñar un puente, pues al ser sobrepasados podrían llevar a que la estructura deje de cumplir con su función, sufra deterioros o incluso llegue a quedar obsoleta. Dentro del artículo 1.3.1 de la Normativa AASHTO LRFD se hace referencia a los estados límite mencionando que los puentes deben buscar cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad sin dejar de lado los apartados económicos y estéticos.

Como se mencionó anteriormente el diseño de puentes debe considerar los estados límite en el diseño, es por ello que existen cargas que forman parte de estos límites las cuales deberán ser tomadas en cuenta si se busca que el diseño cumpla con los criterios ya mencionados. La normativa menciona cuatro estados límite a tomar en cuenta dentro del diseño y estos son: resistencia, servicio, fatiga y fractura y evento extremo.

### **1.6.1 Estado Límite de Resistencia ELU**

Tal como indica su nombre este estado busca cumplir con los requisitos de resistencia y estabilidad de la estructura, la normativa AASHTO LRFD divide este apartado en 5 tipos de combinaciones en las cuales intervienen distintas cargas dependiendo de aspectos como: uso vehicular del puente, vehículos restringidos del puente, cargas de viento, carga muerta, entre otras.

### **1.6.2 Estado Límite de Servicio ELS**

El estado límite de servicio representa ciertas restricciones en cuanto a deformaciones, agrietamientos vibraciones y/o daños que afecten el correcto funcionamiento de la estructura, en este estado existen 4 tipos de combinaciones que toman algunas variables como la operación normal del puente con cierta velocidad de viento, control

de deflexiones y fisuras, y otras relacionadas a estructuras de acero y concreto preesforzado.

### **1.6.3 Estado límite de fatiga y fractura**

En este estado se busca restringir el aumento de fisuras producto de las cargas repetitivas que sufra la estructura, de tal manera que se evite la fractura de la misma. Para este caso existen dos combinaciones de carga de las cuales la primera combinación considera a la carga infinita inducida para producir fatiga y la segunda hace referencia a la carga finita inducida para producir fatiga.

### **1.6.4 Estado límite de evento extremo**

El último estado considera la ocurrencia de algún evento que pueda llegar a acabar con la integridad de la estructura, estos eventos pueden ser un sismo o terremoto de gran magnitud, alguna colisión, inundaciones o posibles fallas por socavación, lo que se busca es que el diseño realizado asegure la existencia del puente tras ocurrir alguno de estos eventos, algo importante que mencionar es el hecho de que estos eventos suelen ocurrir una vez por lo que se consideran periodos de diseño más largos. Este estado considera 2 combinaciones de cargas, la primera toma en cuenta los sismos cuyos factores serán determinados según la ubicación del proyecto a diseñarse, mientras que la segunda combinación incluye otras cargas que no necesariamente se encuentran en todos los lugares tales como pueden ser hielo, colisiones y algunos eventos hidráulicos.

## **1.7 Estudios básicos de ingeniería para puentes**

Según el manual de diseño de puentes MTC (2018) en el apartado de los estudios, se menciona que los estudios básicos son un conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente. Los estudios que pueden ser necesarios dependiendo la magnitud y complejidad del proyecto se definen en los siguientes puntos.

### **1.7.1 Estudio topográfico**

Consiste en realizar trabajos de campo con el fin de elaborar los planos topográficos del lugar que servirá como información base para los demás estudios, además brinda características del lugar como su ubicación y la dimensión de la zona de estudio. En este apartado debe llevarse un registro de la zona en la cual el puente se va a ubicar, se

deberán incluir fotografías, características de los equipos utilizados para el levantamiento y los planos respectivos

### **1.7.2 Estudio geológico y geotécnico**

Estos estudios buscan definir las características geológicas y geotécnicas tales como: geomorfología, propiedades de suelos, identificación de zonas con posibles fallas, etc. Todo esto con el fin de poder diseñar cimentaciones que resistan las condiciones de la zona.

Los documentos con los que se deben contar al final de estos estudios son los resultados de los ensayos de suelo realizados, además se deberá definir la clasificación y propiedades del suelo y una primera recomendación de cimentaciones a diseñarse.

### **1.7.3 Estudio hidrológico e hidráulico**

Mediante estos estudios se busca establecer las características hidrológicas y los factores hidráulicos que intervienen en el comportamiento de flujos de agua que actúan en el puente, permitiendo así, definir especificaciones mínimas para el puente y la ubicación óptima de la estructura.

Al ser uno de los estudios más importantes dentro del diseño se deberá contar con información lo suficientemente correcta para procesarla posteriormente en el diseño, como parte del informe de estos estudios se deberá dar al menos las características del río o flujo de agua que pase por la zona de estudio, el régimen de caudales, el caudal de diseño y el periodo de retorno, los niveles de agua, obras de protección y seguridad ante efectos por flujos de agua entre otros.

### **1.7.4 Estudio de riesgo sísmico**

Se busca definir los espectros de diseño para los sismos que podrían afectar a las cimentaciones con el fin de evitar el colapso de la estructura, este estudio depende de la zona sísmica en donde se va a emplazar el puente, de sus características constructivas y las propiedades del suelo. Se deberá contar con la información histórica de sismos registrados en el lugar, los cálculos realizados y su respectiva justificación al igual que recomendaciones del estudio.

### **1.7.5 Estudio de impacto ambiental**

En este inciso lo que se busca es evaluar el impacto que conlleva la construcción del puente en algunos ámbitos económicos y ecológicos, que permitan generar



responsabilidad ambiental desde la concepción del proyecto. Se deben detallar los componentes ambientales de la zona, identificar posibles problemas ambientales que podrían presentarse y las respectivas medidas a tomarse.

#### **1.7.6 Estudio de tráfico**

Este estudio es muy útil cuando los volúmenes de tráfico que vayan a circular por el puente sean de gran magnitud ya que permite estimar poblaciones futuras con el fin de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura. En caso de que se realice este estudio se debe contar como resultados la clasificación de los vehículos que van a circular por la zona, los volúmenes totales y las proyecciones realizadas.

#### **1.7.7 Diseño vial de los accesos**

Este estudio permite definir las características técnicas y geométricas del tramo de carretera que conecte al puente con la vía o carretera existente con el fin de que la conexión con el puente sea la más adecuada, se debe contar con los respectivos planos, los perfiles longitudinales, las secciones transversales y los cálculos debidamente justificados de las características de material a utilizarse.

### **1.8 Tipos de cargas y solicitudes a considerar en el diseño de puentes**

Anteriormente, se mencionó la filosofía de diseño la cual incluye estados límite con distintas combinaciones de carga, algunas de estas combinaciones se pueden aplicar una vez se hayan realizado los estudios correspondientes, en base a la AASHTO LRFD en la sección 3, se puede clasificar estas cargas de acuerdo a su tipo en 2 grupos: las cargas muertas o permanentes y cargas vivas o transitorias que dependiendo del caso deberán considerarse de acuerdo a la sección 3 de la norma.

#### **1.8.1 Cargas permanentes**

Las cargas permanentes hacen referencia al peso total de todos los componentes, los accesorios y demás elementos al que va a ser sometida la estructura. Dentro de las cargas permanentes están las denominadas cargas muertas, estas son obtenidas en base a la geometría de la estructura y los pesos específicos de sus materiales, las cargas muertas que se consideran son:

- Carga por peso propio de componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC).

- Carga por peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (**DW**).
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (**EV**).

También como cargas permanentes se consideran a las denominadas cargas del suelo que están en función de distintos parámetros del suelo en el cual se va a emplazar el puente, dichas cargas son:

- Empuje horizontal del suelo (**EH**).
- Sobrecarga del suelo (**ES**).
- Fricción Negativa (**DD**).

### 1.8.2 Cargas transitorias

Las cargas transitorias hacen referencia a las cargas vivas a la que estará sometida la estructura, la AASHTO define vehículos de diseño que son camiones, pues los vehículos pequeños no producen esfuerzos considerables en la estructura, es por ello que se tiene como cargas de gravedad:

- La carga viva viene representada por el camión de diseño modelo HL-93 el cual es el más utilizado en el diseño de puentes, pues representa los esfuerzos máximos que se generan debido al paso de diversos tipos de camiones, además en nuestro país, se considera la HS-MOP (**LL**).
- Por otra parte, en todas las aceras que tengan más de 60.96cm o 2ft se aplica la sobrecarga peatonal (**PL**).

Otras cargas que también se consideran transitorias son:

- Para los efectos estáticos tanto de los camiones y el tándem de diseño se debe incrementarse por efectos dinámicos producidos por los vehículos, esto se realiza mediante el incremento por carga dinámica (**IM**).
- En todos los carriles de diseño que se consideran cargados y transportan tráfico en la misma dirección se deberá considerar la fuerza de frenado (**BR**).
- Fuerza Centrífuga (**CE**).
- Se debe considerar para aquellos estribos y pilares de puentes que estén a 30 ft o menos del borde de la calzada fuerza de colisión de un vehículo (**CT**).

- Cargas Hidráulicas (**WA**) entre ellas la presión hidrostática, la presión de flujo, la presión lateral, la carga de oleaje, el empuje hidrodinámico y el fenómeno de la socavación.
- Presión de viento sobre los vehículos (**WL**).
- Presión de viento sobre las estructuras (**WS**).

**Tabla 1.1.** Combinaciones de carga para distintos estados límite.

Load Combination Limit State	<i>DC</i> <i>DD</i> <i>DW</i> <i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i> <i>EL</i> <i>PS</i> <i>CR</i> <i>SH</i>	<i>LL</i> <i>IM</i> <i>CE</i> <i>BR</i> <i>PL</i> <i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	Use One of These at a Time				
										<i>EQ</i>	<i>BL</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>
Strength I (unless noted)	$\gamma_P$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_P$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_P$	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_P$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_P$	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	$\gamma_{LL}$	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— <i>LL, IM &amp; CE</i> only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— <i>LL, IM &amp; CE</i> only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

## **CAPITULO II**

### **DE LOS ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERIA PARA PUENTES**

#### **2. LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y ESTUDIOS REALIZADOS**

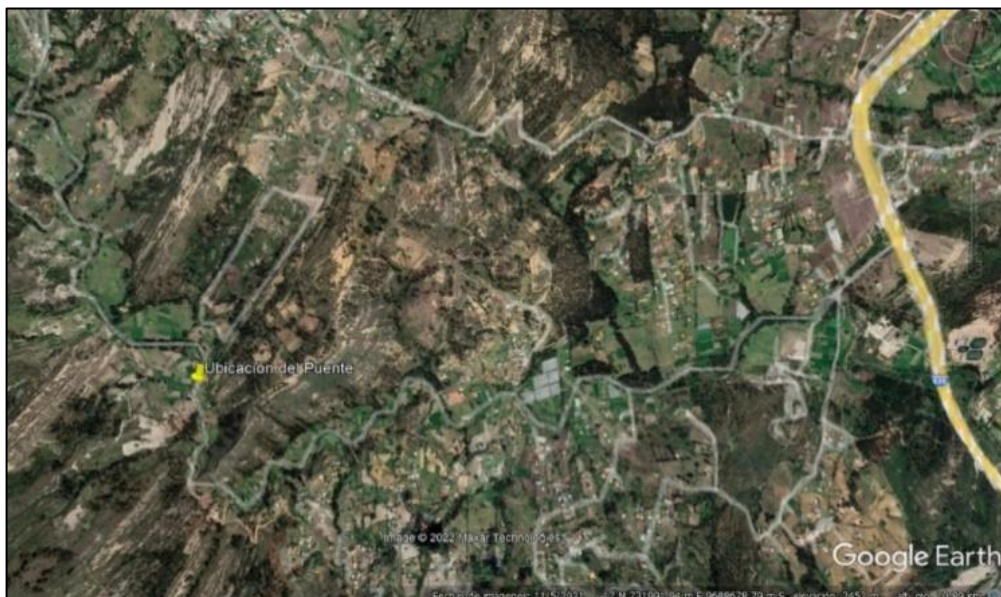
El presente capítulo da a conocer los resultados de la evaluación y aplicación de los estudios necesarios del lugar en donde se pretende ejecutar el proyecto con el fin de determinar las condiciones en las que se encuentra, dentro de este apartado se presenta los resultados del levantamiento topográfico, estudios de suelos, estudio hidrológico e hidráulico y evaluación del impacto ambiental.

##### **2.1 Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico tiene como objetivo primordial georreferenciar y detallar los aspectos más relevantes de la zona de estudio, entre ellos las vías de acceso, las márgenes del río y la superficie del terreno.

##### **2.1.1 Ubicación de la zona de estudio**

Se plantea ubicar el puente sobre el río Déleg, entre la vía que comunica la comunidad de Zumbahuayco con la Caldera y la vía que desciende desde la comunidad de Ayancay, las coordenadas que se tomaron mediante el GPS Garmin Oregon con un margen  $\pm 3$  de precisión son 9687195.5 N y 732401.5 E, a una altura de 2406 m.

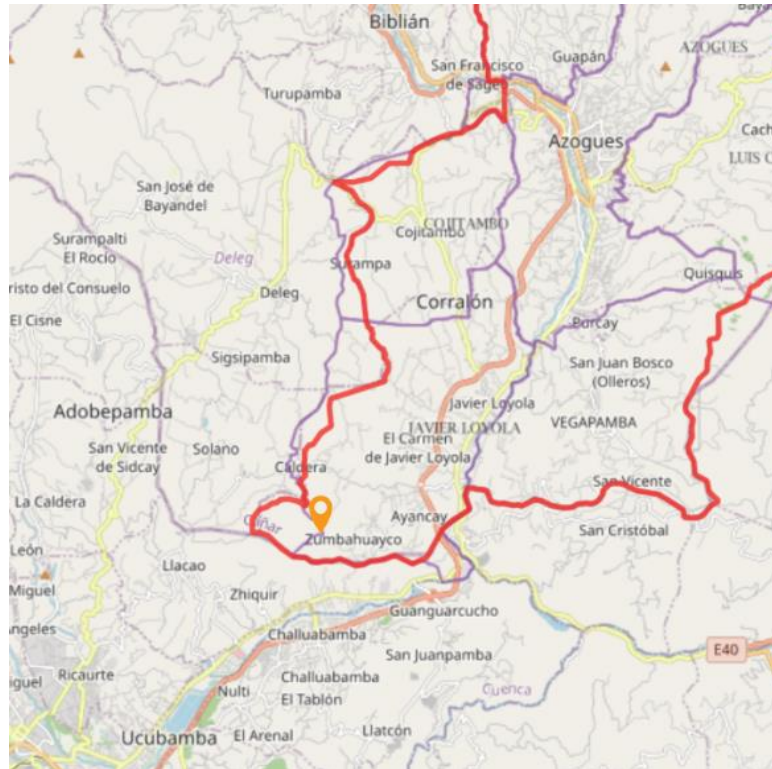


**Figura 2.1.** Ubicación de la zona de estudio.

Fuente: Google Earth (2022)

### 2.1.2 Límites

La parroquia Javier Loyola forma parte del cantón Azogues y limita al norte con las parroquias Azogues y Cojitambo; al sur con la provincia del Azuay; al Este con la parroquia rural San Miguel de Porotos; y al Oeste con el Cantón Déleg.



**Figura 2.2.** Límites de la parroquia Javier Loyola.

Fuente: Plataforma SIG Municipal Azogues (2022)

### 2.1.3 Metodología

El levantamiento topográfico fue realizado mediante el empleo de la estación total, equipo que fue facilitado por los laboratorios de la Universidad del Azuay, se realizó la medición de la zona tomando como referencia el lugar donde se plantea ubicar el puente, a partir del cual se tomaron puntos hasta una distancia de mínimo 100 metros para cada uno de los siguientes casos: aguas arriba, aguas abajo, margen izquierda y margen derecha del río Déleg.

Una vez se obtuvieron todos estos puntos se los procesó en el software computacional Autodesk Civil 3d 2021 permitiendo así generar los detalles de la zona, para este caso, las curvas de nivel menores se encuentran a 1 m, mientras que, las curvas de nivel mayores están a 5m.

Con respecto a la toma de puntos dada la dificultad para realizar la medición en algunos sitios, se necesitó ubicar varios puntos como estaciones auxiliares como referencia, los cuales pueden encontrarse en la siguiente tabla:

**Tabla 2.1.** Coordenadas de las estaciones principales para la toma de puntos.

Estación	Norte	Este	Cota
<b>A</b>	9687196.5	732401.5	2406
<b>B</b>	9.687.206.949	732.382.722	2.407.197
<b>C</b>	9.687.284.129	732.423.763	2.407.318
<b>D</b>	9.687.124.468	732.409.051	2.403.825
<b>E</b>	9.687.129.616	732.420.073	2.405.206

Fuente: Autores (2023)

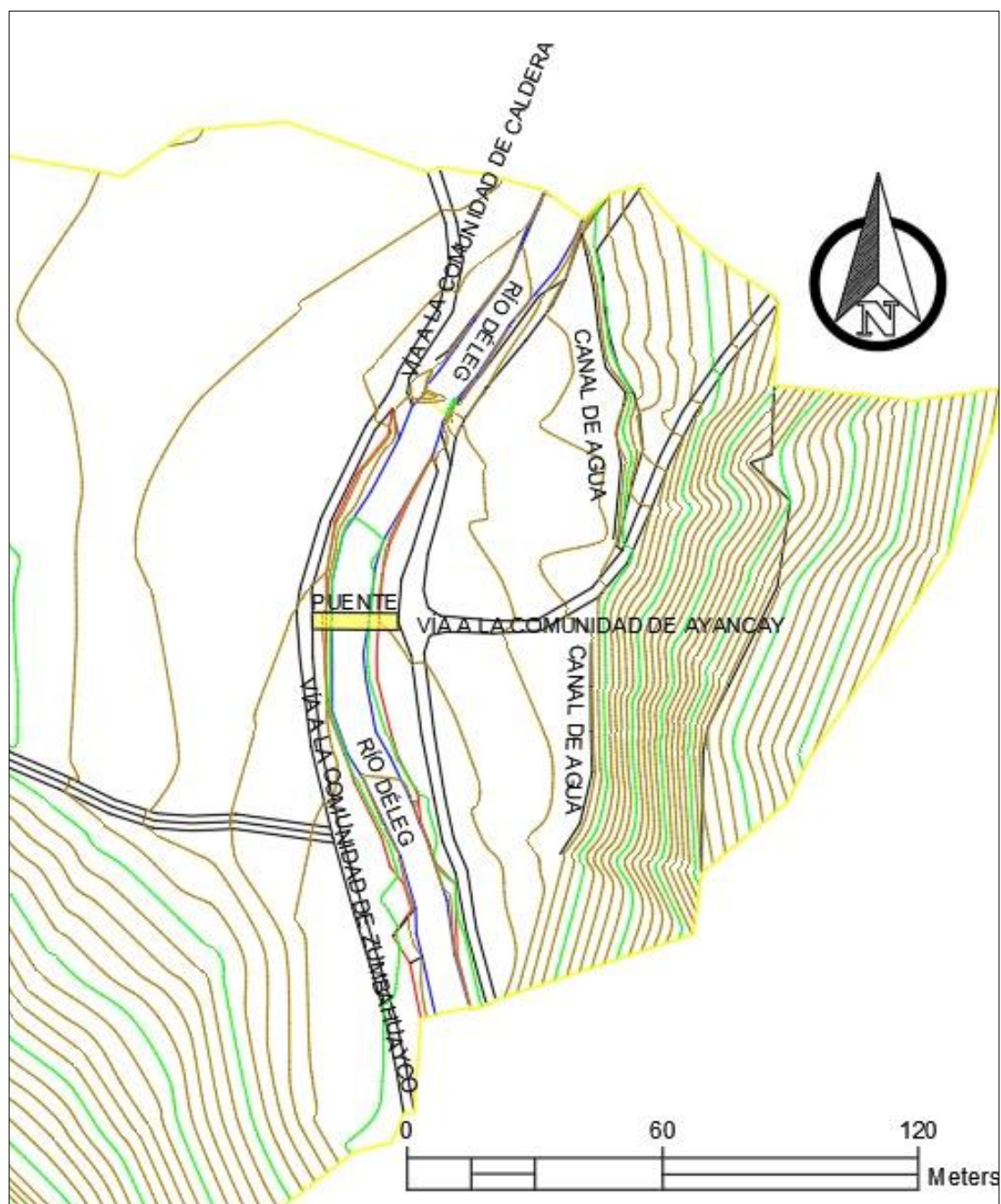
A continuación, se presenta una referencia del levantamiento topográfico realizado, los puntos tomados, así como el levantamiento a escala se puede encontrar en la sección de anexos.



**Figura 2.3.** Estación total empleada para el levantamiento topográfico.

Fuente: Autores (2023)





**Figura 2.4.** Topografía de la zona de estudio.

Fuente: Autores (2023)

## 2.2 Estudios de suelos

El objetivo de estos estudios es conocer las características del terreno en el cual se va a emplazar el puente, de tal manera que se pueda definir las propiedades geotécnicas de los suelos y materiales que se encuentran en la zona.

### 2.2.1 Metodología

Para el estudio realizado en la zona se tomaron muestras del material a una profundidad de hasta 4.00 m, las calicatas se pudieron realizar con ayuda de una retroexcavadora a las 2 márgenes del río Déleg, una vez se tomaron las muestras respectivas, estas fueron llevadas y sometidas a ensayos de laboratorio de suelos correspondientes. Además, se observó que en la parte superior de la excavación se encuentra material depositado de origen aluvial producto del arrastre del agua, el cual al presentar tamaños grandes no pueden ser ensayados y deben ser tomados en cuenta al momento de definir alguna solución constructiva.

### 2.2.2 Granulometría, humedad, límites de consistencia y clasificación del suelo.

#### – Granulometría

El ensayo granulométrico por tamizado consiste en pasar el material por una serie de tamices con diferentes aberturas de tal forma que en base a los porcentajes retenidos y pasantes de cada tamiz se puede clasificar el suelo y definir sus propiedades mecánicas. El ensayo se realiza en base a la NORMA ASTM D-422. En este punto se presentan los porcentajes correspondientes de cada material para cada una de las muestras analizadas mientras que los valores pasantes por cada tamiz, así como sus porcentajes respectivos, se puede encontrar en los anexos de este documento.

**Tabla 2.2.** Porcentajes de cada material para las muestras analizadas

<b>%</b>	<b>Estribo Izquierdo</b>	<b>Estribo Derecho</b>
<b>% Grava</b>	65,99%	68,01%
<b>% Arena</b>	21,51%	18,99%
<b>% Fino</b>	12,50%	13,00%

Fuente: Autores (2023)

#### – Límites de Consistencia

Los límites de plasticidad de Atterberg (1911) también denominados límites de consistencia, representan los estados en los que se puede encontrar un suelo fino, según



menciona Das (2016), “*A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. Por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados sólido, semisólido, plástico y líquido*”. Los ensayos de los límites de plasticidad se realizan mediante la aplicación del instrumento denominado cuchara de Casagrande, método que además se lo realiza en base a la norma ASTM D4318.

Debido a las propiedades físicas del suelo de la zona de estudio para las dos muestras analizadas se ha determinado que es un suelo no plástico, pues las características del material no permiten realizar los ensayos respectivos.

**Tabla 2.3.** Límites de consistencia para las muestras analizadas.

LÍMITE DE CONSISTENCIA (NORMA ASTM D4318)	
LÍMITE LIQUIDO	No plástico
LÍMITE PLASTICO	No plástico
INDICE PLASTICO	No plástico
INDICE DE GRUPO	0

Fuente: Autores (2023)

– Humedad

El contenido de humedad también denominada contenido de agua, representa la relación del peso de agua entre el peso de los sólidos en un volumen de suelo. Tras haber realizado el ensayo correspondiente, se obtuvieron los siguientes resultados:

**Tabla 2.4.** Contenido de Humedad para las muestras analizadas.

	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Humedad (%)	9,59%	12,75%

Fuente: Autores (2023)

– Clasificación de suelos por SUCS y AASHTO

La clasificación de suelos es un indicativo muy importante en las obras de ingeniería ya que permite identificar el suelo en el que se está trabajando Das (2016) menciona “*Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada*”. Actualmente, los sistemas más utilizados son el de la dada por la AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, presentando cada uno su nomenclatura propia.

El sistema de clasificación de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), clasifica el suelo en 7 grupos mayores que van desde el A-1 hasta el A-7, las características y los criterios para clasificarlos dependen de los porcentajes que pasan ciertos tamices y la plasticidad de los suelos, por otra parte, el sistema de clasificación SUCS clasifica el suelo en dos categorías: los de grano grueso y grano fino cada uno con sus porcentajes pasantes por los respectivos tamices, además, se suele usar otros indicativos que representan que tan bien o mal está graduado un suelo y un indicativo de su plasticidad, al igual que el sistema anterior, sus tablas y criterios de selección se encuentran en el Libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M Das, sección 2.8, dichas tablas están basadas en la norma ASTM.

La muestra del estribo izquierdo es de color café con un porcentaje de grava del 66%, arena 21.5% y finos 12.5%, se trata de un suelo no plástico por lo que en la carta de plasticidad se encuentra debajo de la línea A, en base a estos criterios se clasifica de la siguiente manera:

**Tabla 2.5.** Clasificación por SUCS y AASHTO para la muestra del estribo izquierdo.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO ESTRIBO IZQUIERDO	
SUCS	GM Grava Limosa con arena
AASHTO	A-1-a (0)

Fuente: Autores (2023)

En el estribo derecho se tiene de igual manera una muestra color café con un porcentaje de grava del 68%, arena 19% y finos 13%, se trata de un suelo no plástico por lo que en la carta de plasticidad se encuentra debajo de la línea A, por lo que en base a estos criterios viene clasificado como:

**Tabla 2.6.** Clasificación por SUCS y AASHTO para la muestra del estribo derecho.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO ESTRIBO DERECHO	
SUCS	GM Grava Limosa con arena
AASHTO	A-1-a (0)

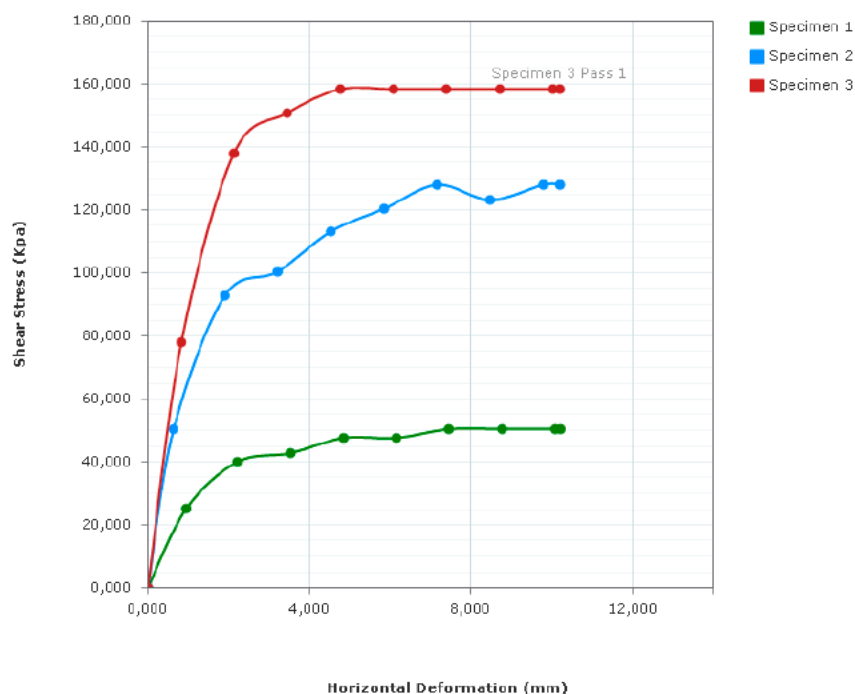
Fuente: Autores (2023)

### 2.2.3 Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo consiste en llevar una muestra a la falla por cortante de tal manera que se pueda medir la fuerza de corte y los desplazamientos horizontales. La muestra tomada se coloca en un molde de forma redonda o cuadrada, ya sea humedeciéndolo o drenándolo mientras se le aplica un esfuerzo normal, permitiendo así determinar la resistencia al corte de un suelo.

Existen dos tipos de prueba que se pueden realizar la primera viene contralada por el esfuerzo por lo que al realizar esta prueba se le aplica una fuerza cortante en intervalos iguales hasta que la muestra llega a la falla por corte, la otra prueba viene controlada por la deformación unitaria por lo que se le aplica una razón constante desplazamiento. La diferencia entre estas dos pruebas en los resultados es que en las que son por esfuerzo controlado solo se observa y grafica la resistencia cortante pico, mientras que las pruebas controladas por deformación es que se grafica la resistencia pico y resistencias menores.

El ensayo de corte directo se realizó en el laboratorio de la Universidad del Azuay, el espécimen ensayado fue remoldeado saturado y pasado por el tamiz 10 con un total de 3 muestras, los resultados obtenidos mediante el uso del equipo de corte directo se presentan a continuación:



**Figura 2.5.** Gráfica esfuerzo deformación para las muestras.

Fuente: Laboratorio mecánica de suelos UDA (2022)

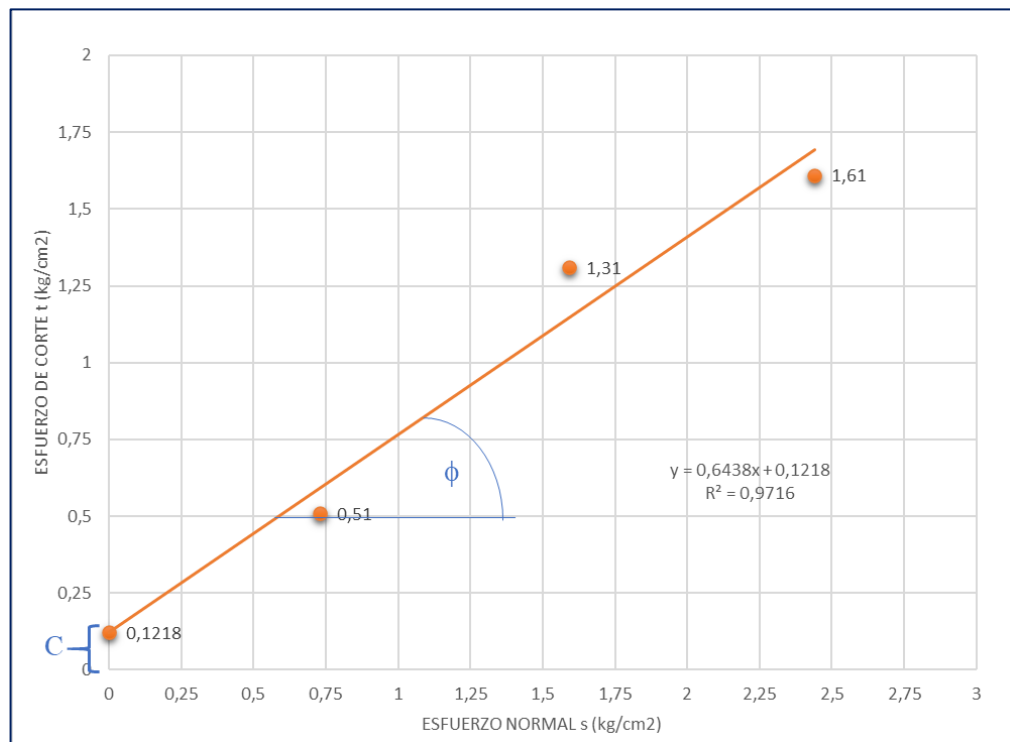
Los esfuerzos obtenidos con el ensayo de corte directo para las tres muestras se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 2.7.** Resultados ensayo de corte directo.

MUESTRA	ESFUERZO NORMAL (kg/cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO DE CORTE (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,73	0,51
2	1,59	1,31
3	2,44	1,61

Fuente: Autores (2023)

Estos valores se grafican y permiten obtener los parámetros de resistencia cortante para la muestra analizada:



**Figura 2.6.** Esfuerzo normal vs esfuerzo de corte y parámetros  $c$  y  $\phi$ .

Fuente: Autores (2023)

Se realizó un único ensayo de corte directo, sabiendo que el material extraído es similar en ambas muestras, la granulometría definida anteriormente determinó que se trataba de un suelo tipo GM para ambos casos, sin embargo, como toda muestra que se toma al no ser tan representativa para el suelo de estudio que se analiza se optó por tomar como referencia la literatura internacional de mecánica de suelos mediante la siguiente tabla que se presenta a continuación, la cual presenta ciertas características para

distintos tipos de suelos según el SUCS y permite definir los valores de cohesión y ángulo de fricción para este tipo de suelo:

**Tabla 2.8.** Propiedades mecánicas para distintos tipos de suelo clasificados mediante el SUCS.

Grupo	Ensayo Proctor estandar		Porosidad n	Permeabilidad K cm/s	$\varepsilon = \Delta H/H$		Resistencia al corte (tensiones efectivas)		Compactacion Proctor Modificado	
	dmax t/m <sup>3</sup>	W <sub>opt</sub>			por la presión		C' kg/cm <sup>2</sup> despues de saturacion	tan $\phi'$	CBR	Modulo de reaccion kg/ cm <sup>3</sup>
					1,4 kg/cm <sup>2</sup>	3,5 kg/cm <sup>2</sup>				
GW	>1.91	<13.3	<28	$1.4 \cdot 10^{-2} - 4.0 \cdot 10^{-2}$	<1.4	+	-	>0.79	60-80	>8
GP	>1.76	<12.4	<33	$3.0 \cdot 10^{-2} - 9.8 \cdot 10^{-2}$	<0.3	+	-	>0.74	35-60	>8
GM	>1.80	<14.5	<32	$>0.3 \cdot 10^{-6}$	<1.2	<3.0	0,05	>0.67	40-80	>8
GC	>1.84	<14.7	<31	$>0.3 \cdot 10^{-6}$	<1.2	<2.4	0,05	>0.60	20-40	5-8
SW	1.83-1.99	10.8-15.8	30-24	+	1,4	+	-	0.77-0.81	15-25	5-8
SP	1.73-1.82	10.0-13.0	34.5-31	$>1.5 \cdot 10^{-5}$	0.5-1.1	+	-	0.72-0.76	20-45	5-8
SM	1.81-1.85	14.1-14.9	32.7-31.2	$2.7 \cdot 10^{-5} - 1.2 \cdot 10^{-5}$	1.1-1.3	2.6-3.4	0.13-0.27	0.65-0.69		5-8
SM-										
SC	1.85-1.91	12.3-14.0	31.3-29	$2 \cdot 10^{-7} - 1.4 \cdot 10^{-6}$	1.1-1.7	1.9-3.9	0.09-0.21	0.59-0.73	+	+
SC	1.82-1.86	13-15.1	32.6-31.1	$1 \cdot 10^{-7} - 5 \cdot 10^{-7}$	1.0-1.4	1.9-2.9	0.05-0.17	0.53-0.67	10 20	5-8
ML	1.63-1.75	16-19.9	39.4-35	$3.6 \cdot 10^{-7} - 8.2 \cdot 10^{-7}$	1.3-1.7	2.3-2.9	0.09	0.58-0.66	5 15	3-5
ML-										
CL	1.72-1.78	16.1-17.5	36.3-34	$0.6 \cdot 10^{-7} - 2 \cdot 10^{-7}$	0.8-1.2	2,2	0,22	0.56-0.68	+	+
CL	1.65-1.75	17-19.5	38.8-35.2	$5 \cdot 10^{-8} - 2 \cdot 10^{-7}$	1.2-1.6	2.2-3	0.1-0.15	0.50-0.58	5 15	3-5
MH	1.25-1.38	33.1-39.5	50.7-55.9	$5.8 \cdot 10^{-8} - 2.6 \cdot 10^{-7}$	0.8-3.2	3.0-4.6	0.11-0.29	0.42-0.52	+	+

Fuente: Laboratorio mecánica de suelos UDA (2022)

Con esto dicho se ha optado ir por el lado de la seguridad y adoptar los siguientes valores para el diseño:

Cohesión:  $c=0.05 \text{ kg/cm}^2$

Ángulo de fricción interna del suelo:  $\phi=30^\circ$

## 2.3 Estudio hidrológico e hidráulico

El presente estudio está enfocado en determinar las características hidrológicas e hidráulicas que definen la zona de estudio por donde circula el río Déleg, se presenta la obtención del caudal de diseño, el cálculo de la socavación general y local, las áreas de inundación vinculadas al puente, el nivel de aguas máximas extraordinarias, el gálibo recomendable y las obras de protección y encauzamiento en caso de ser necesarias.

### 2.3.1 Metodología para el cálculo del caudal de diseño

El caudal de diseño será obtenido mediante un modelo hidrológico elaborado en el software HEC-HMS 4.10, dicho modelo requiere conocer ciertos parámetros que definen la zona tales como propiedades geomorfológicas, geológicas, cobertura vegetal, hidrografía, modelo digital de elevación, entre otros, es por ello que se buscó toda esta información la cual fue dada por el Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador IERSE de la universidad del Azuay a partir de bases de datos del SigTierras e información del Instituto Geográfico Militar del Ecuador, dicha información fue brindada en formato shapefile el cual es un formato de representación vectorial que puede ser trabajado mediante el software de manejo de sistemas de información geográfica SIG adecuado para el procesamiento de estos datos.

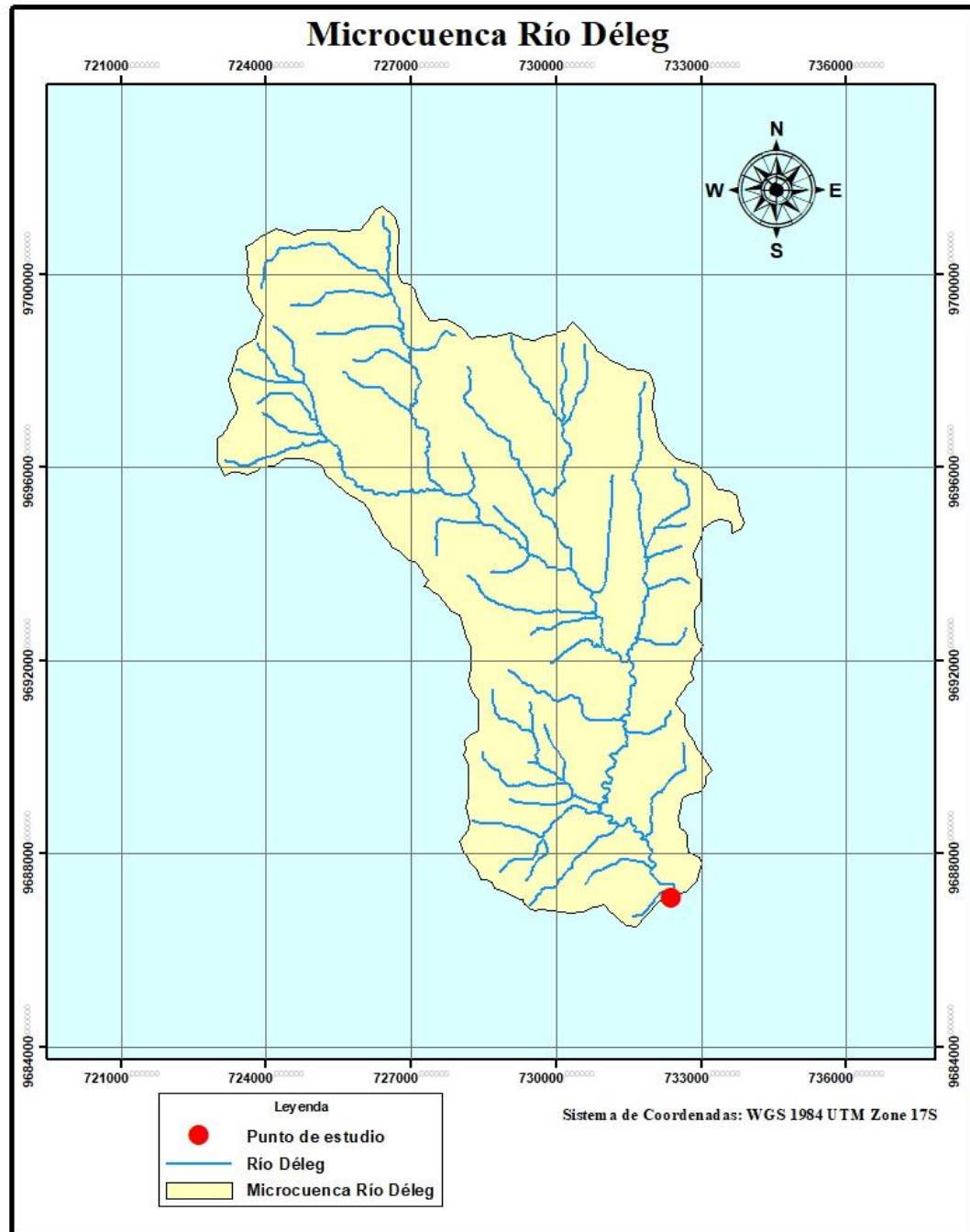
### 2.3.2 Cuenca hidrográfica

La microcuenca del río Déleg forma parte de la cuenca del río Paute, siendo una parte de la cuenca del río Santiago, empleando el software ArcGIS Desktop 10.8 se delimitó la cuenca tomando los archivos dados por el IERSE a partir del punto en donde se plantea emplazar el puente, generando la siguiente información:

**Tabla 2.9.** Propiedades de la microcuenca del río Déleg hasta el punto de estudio.

Nombre de la Microcuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Longitud del cauce principal (km)	Cota Mínima (m.s.n.m)	Cota Máxima (m.s.n.m)	Pendiente de la cuenca %
Río Déleg	78,60	23,50	3660	2400	5,36

Fuente: Autores (2023)



**Figura 2.7.** Microcuenca del río Déleg delimitada desde el punto de estudio.

Fuente: Autores (2023)

### 2.3.3 Numero de curva

Uno de los parámetros más importantes al momento de generar el modelo hidrológico es el Numero de Curva, desarrollado por el llamado Servicio de Conservación de

Suelos (Soil Conservation Service - SCS) dicho factor permite caracterizar el potencial de escorrentía de una cuenca, Lavao Pastrana, S. A. (2014). Menciona que el número de curva “*varía de 1 a 100, según sea el grado del escurrimiento directo. Así un número de la curva  $CN = 100$ , indica que toda la lluvia escurre y un  $CN = 1$ , indica que toda la lluvia se infiltra*”. El número de curva depende de algunos factores para definirlo correctamente, estos son el grupo hidrológico del suelo y el uso de suelo. Para el grupo hidrológico del suelo el SCS considera 4 categorías las cuales se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 2.10.** Grupo hidrológico del suelo según el SCS.

Grupo hidrológico de suelo	Capacidad de infiltración con humedad elevada	Infiltración en saturación (mm/h)	Profundidad	Textura	Drenaje
A	Alta	7.62-11.43	Alta	Arenosa Areno-limosa	Excesivo
B	Moderada	3.81-7.62	Mediana a alta	Franca-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Escasa	1.27-3.81	Mediana a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy escasa	0-1.27	Horizontes de arcilla Litosuelos (poco espesor) <sup>1</sup>	Arcillosa	Pobre o muy pobre
<sup>1</sup> Se incluyen asimismo suelos con nivel freático permanentemente alto.					

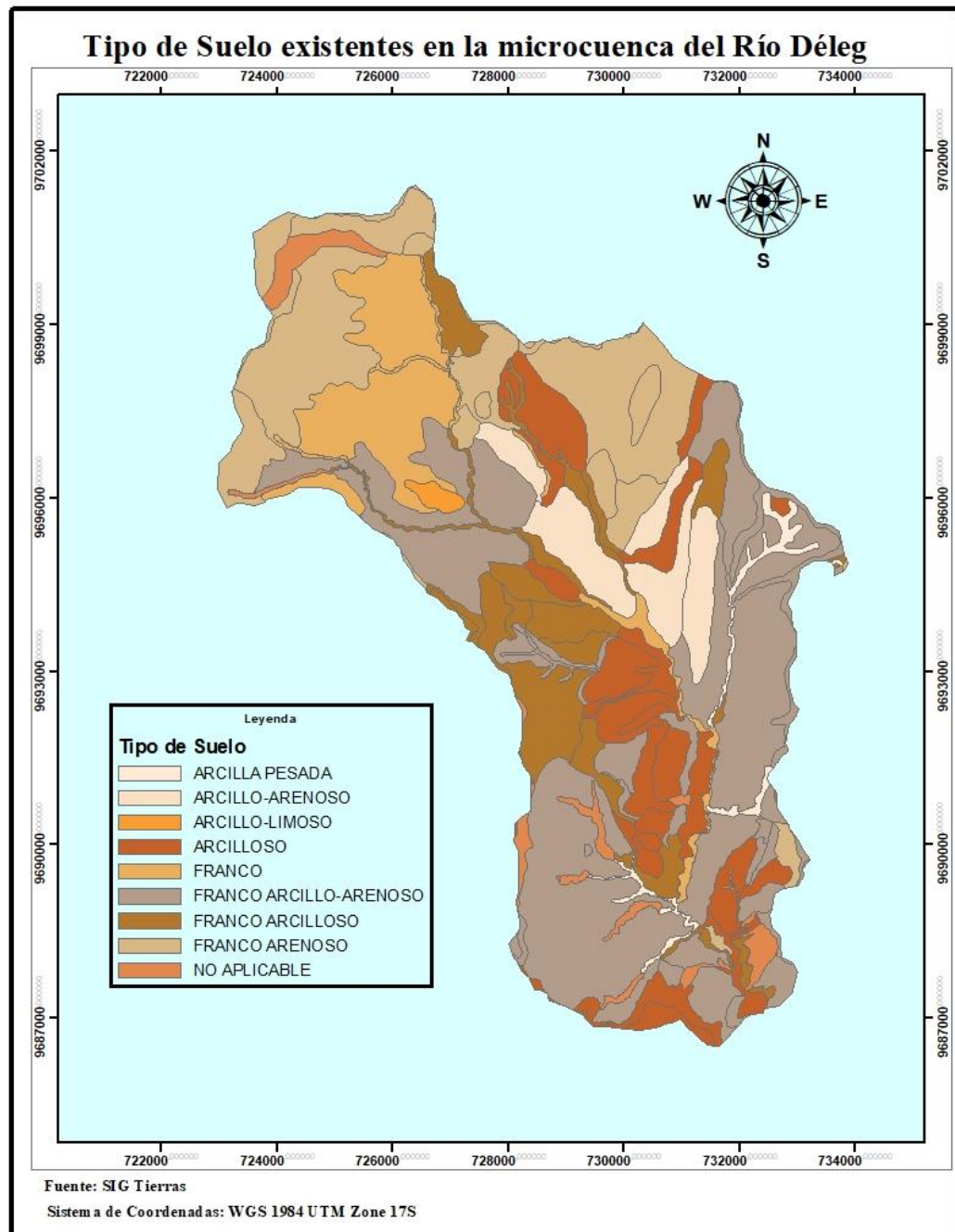
Fuente: López Alonso, R. (2001).

Dentro del grupo A se encuentran aquellos suelos en los que su composición viene dominada por partículas arenosas por lo que son susceptibles a que el agua infiltre y tenga un nivel de escorrentía bajo, el grupo B contiene partículas medianamente gruesas a finas y su capacidad de escorrentía es baja cuando están húmedos, el grupo C contienen partículas moderadamente finas y su capacidad de escorrentía es medianamente alto, por último el grupo D está compuesto principalmente de material fino con una capacidad de infiltración es baja y su capacidad de escorrentía muy alto.

En base a esta información se procedió a relacionar los suelos presentes en la cuenca de estudio con los grupos correspondientes y definir el suelo predominante pues existen distintos tipos distribuidos entre toda la cuenca siendo estos arcillosos y franco arcillosos con presencia de arena y limo en su mayoría, la siguiente ilustración muestra los suelos que se encuentran en la cuenca de estudio, caso en el que la mayoría se encuentra con presencia de arcilla alta en toda su área, por lo que acorde a la



clasificación realizada, se ha determinado que el tipo predominante en la microcuenca es del tipo B.



**Figura 2.8.** Zonas con distintos tipos de suelo para la microcuenca de estudio.

Fuente: Autores (2023)

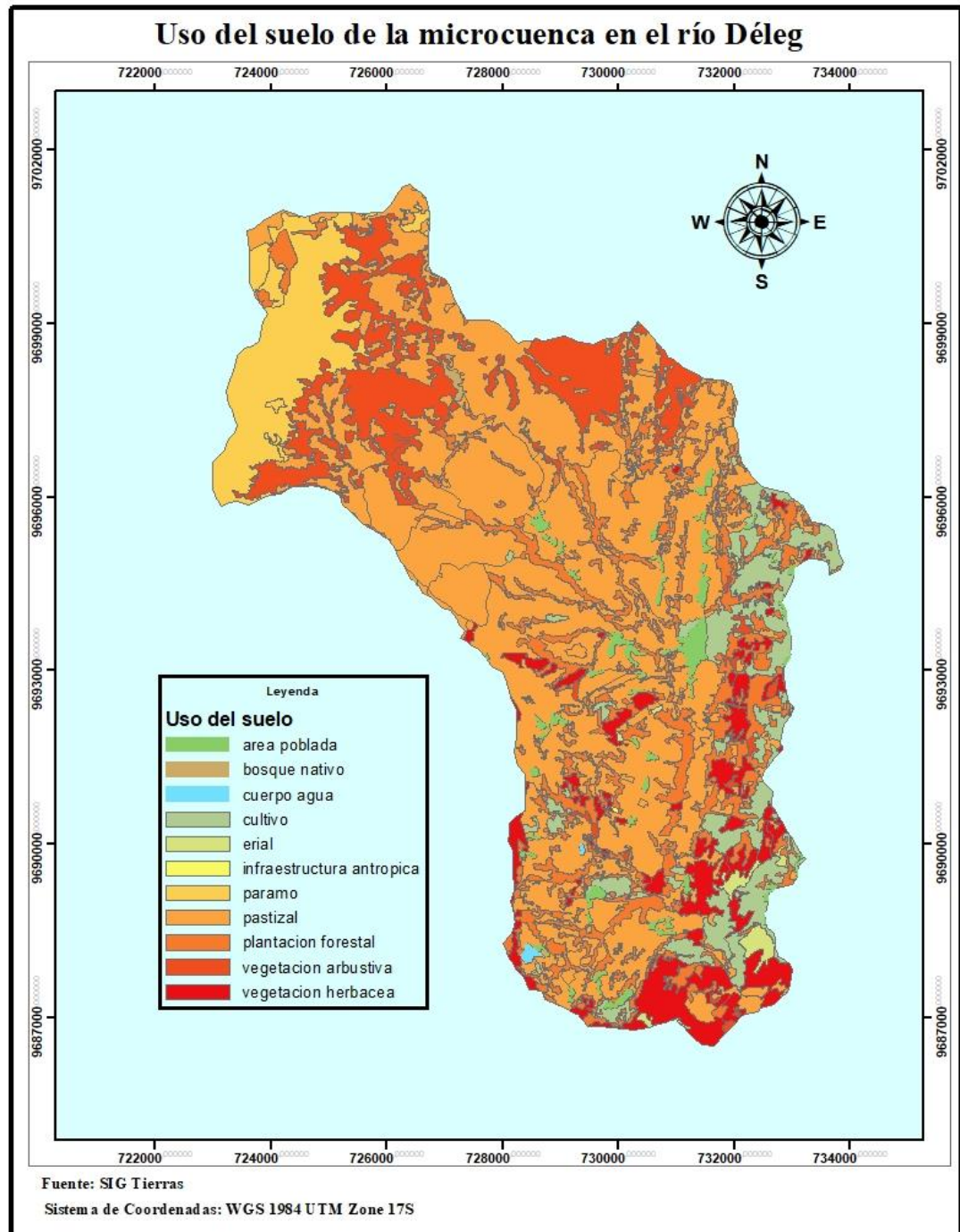
De igual manera para categorizar el uso del suelo, se clasificó mediante la siguiente tabla:

**Tabla 2.11.** Grupo hidrológico del suelo según el uso de la tierra.

Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada <sup>1</sup> : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena <sup>2</sup>	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial <sup>3</sup> :				
Tamaño promedio del lote      Porcentaje promedio impermeable <sup>4</sup>				
1/8 acre o menos                      65	77	85	90	92
1/4 acre                                      38	61	75	83	87
1/3 acre                                      30	57	72	81	86
1/2 acre                                      25	54	70	80	85
1 acre                                        20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. <sup>5</sup>	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados <sup>5</sup>	98	98	98	98
grava	76	85	89	91
tierra	72	82	87	89

Fuente: Ven te Chow Hidrología aplicada (1994)

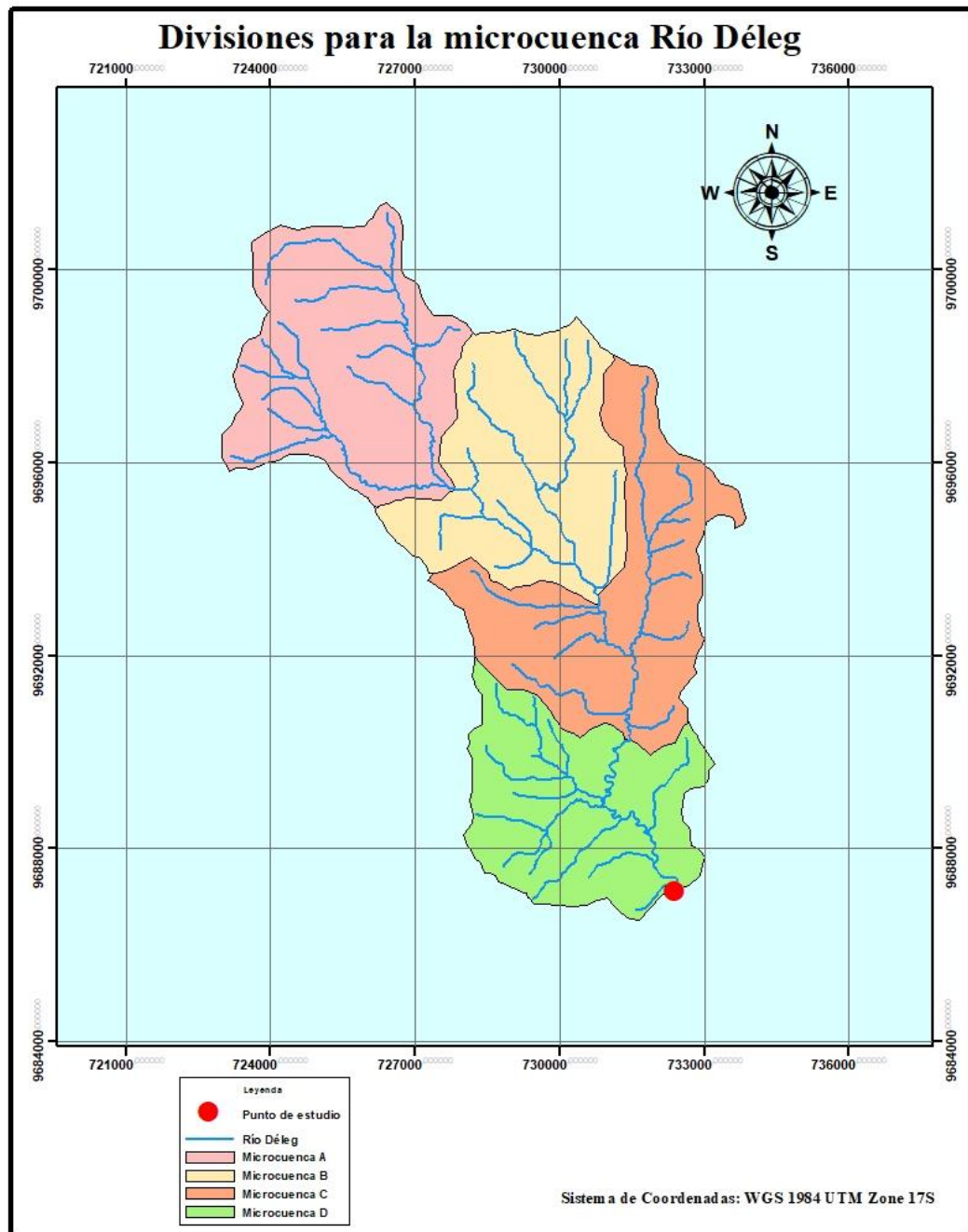
La siguiente figura presenta la distribución del uso del suelo en la microcuenca de estudio siendo predominante para este caso la presencia de vegetación:



**Figura 2.9.** Distribución del uso del suelo en la microcuenca de estudio.

Fuente: Autores (2023)

Antes de definir el número de curva, se ha optado por dividir la microcuenca en partes con un área menor, con el fin de facilitar cálculos posteriores, se han generado un total de 4 microcuencas, como se puede apreciar en la siguiente ilustración y a partir de cada una de estas se ha definido un número de curva respectivo para cada división.



**Figura 2.10.** División en microcuencas de menor área

Fuente: Autores (2023)

A cada división realizada se le calculó sus respectivas características las cuales se detallan en la siguiente tabla:

**Tabla 2.12.** Propiedades de las microcuencas asignadas.

Nombre de la Microcuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Longitud del cauce principal (km)	Cota Mínima (m.s.n.m)	Cota Máxima (m.s.n.m)	Pendiente de la cuenca %
Microcuenca A	21,51	9,19	3660,00	2848,70	8,83
Microcuenca B	19,45	7,30	3171,40	2615,40	7,61
Microcuenca C	20,34	8,69	2980,00	2502,30	5,50
Microcuenca D	17,30	7,56	2812,60	2400,00	5,46

Fuente: Autores (2023)

Tras haber recopilado toda esta información se procede a calcular el número de curva ponderado para cada microcuenca basado en los parámetros del grupo hidrológico del suelo y el uso que se le da, las siguientes tablas presentan el número de curva y los parámetros más representativos de cada una de las divisiones realizadas.

**Tabla 2.13.** Número de curva para la microcuenca A.

CUENCA A										
Tipo de Cobertura	Área m2	%	A		B		C		D	
area poblada	1430.59	0.01%	77	0.01	85	0.01	90	0.01	92	0.01
bosque nativo	130906.26	0.61%	25	0.15	55	0.33	70	0.43	77	0.47
paramo	6066161.87	28.20%	39	11.00	61	17.20	74	20.87	80	22.56
pastizal	8542002.80	39.71%	39	15.49	61	24.23	74	29.39	80	31.77
plantacion forestal	797556.17	3.71%	25	0.93	55	2.04	70	2.60	77	2.86
vegetacion arbustiva	5971076.31	27.76%	39	10.83	61	16.93	74	20.54	80	22.21
<b>Total general</b>	<b>21509133.99</b>	<b>100.00%</b>	<b>38.40</b>		<b>60.74</b>		<b>73.83</b>		<b>79.87</b>	

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 2.14.** Número de curva para la microcuenca B.

CUENCA B										
Tipo de Cobertura	Área m2	%	A		B		C		D	
area poblada	275056.56	1.41%	77	1.09	85	1.20	80	1.13	92	1.30
cultivo	102829.48	0.53%	72	0.38	81	0.43	88	0.47	91	0.48
pastizal	13887900.22	71.40%	39	27.85	61	43.56	74	52.84	84	59.98
plantacion forestal	2448444.10	12.59%	25	3.15	55	6.92	70	8.81	77	9.69
vegetacion arbustiva	2704697.11	13.91%	39	5.42	61	8.48	74	10.29	80	11.12
vegetacion herbacea	30873.35	0.16%	39	0.06	61	0.10	74	0.12	80	0.13
<b>Total general</b>	<b>19449800.81</b>	<b>100.00%</b>	<b>37.95</b>		<b>60.69</b>		<b>73.66</b>		<b>82.71</b>	

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 2.15.** Número de curva para la microcuenca C.

CUENCA C										
Tipo de Cobertura	Área m2	%	A		B		C		D	
area poblada	806360.63	3.96%	77	3.05	85	3.37	90	3.57	92	3.65
cultivo	3177735.07	15.62%	72	11.25	81	12.65	88	13.75	91	14.22
erial	44483.77	0.22%	68	0.15	79	0.17	86	0.19	89	0.19
infraestructura antropica	732.37	0.00%	98	0.00	98	0.00	98	0.00	98	0.00
pastizal	9263714.67	45.55%	39	17.76	61	27.78	74	33.70	80	36.44
plantacion forestal	4900773.59	24.09%	25	6.02	55	13.25	70	16.87	77	18.55
vegetacion arbustiva	543329.60	2.67%	39	1.04	61	1.63	74	1.98	80	2.14
vegetacion herbacea	1602466.62	7.88%	39	3.07	61	4.81	74	5.83	80	6.30
<b>Total general</b>	<b>20339596.32</b>	<b>100.00%</b>	<b>42.35</b>		<b>63.67</b>		<b>75.88</b>		<b>81.49</b>	

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 2.16.** Número de curva para la microcuenca D.

CUENCA D										
Tipo de Cobertura	Área m2	%	A		B		C		D	
area poblada	395657.61	2.29%	77	1.76	85	1.94	90	2.06	92	2.10
cuerpo agua	83558.37	0.48%	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
cultivo	2161687.33	12.50%	72	9.00	81	10.12	88	11.00	91	11.37
erial	484206.34	2.80%	68	1.90	79	2.21	86	2.41	89	2.49
infraestructura antropica	9867.19	0.06%	98	0.06	98	0.06	98	0.06	98	0.06
pastizal	6614929.43	38.24%	39	14.91	61	23.32	74	28.29	80	30.59
plantacion forestal	3564557.32	20.60%	25	5.15	55	11.33	70	14.42	77	15.87
vegetacion arbustiva	122903.92	0.71%	39	0.28	61	0.43	74	0.53	80	0.57
vegetacion herbacea	3862796.20	22.33%	39	8.71	61	13.62	74	16.52	80	17.86
<b>Total general</b>	<b>17300163.72</b>	<b>100.00%</b>	<b>41.76</b>		<b>63.04</b>		<b>75.28</b>		<b>80.91</b>	

Fuente: Autores (2023)

Resumiendo, los resultados obtenidos se tienen para cada cuenca las siguientes propiedades:

**Tabla 2.17.** Tipo de suelo predominante en cada microcuenca y su respectivo número de curva.

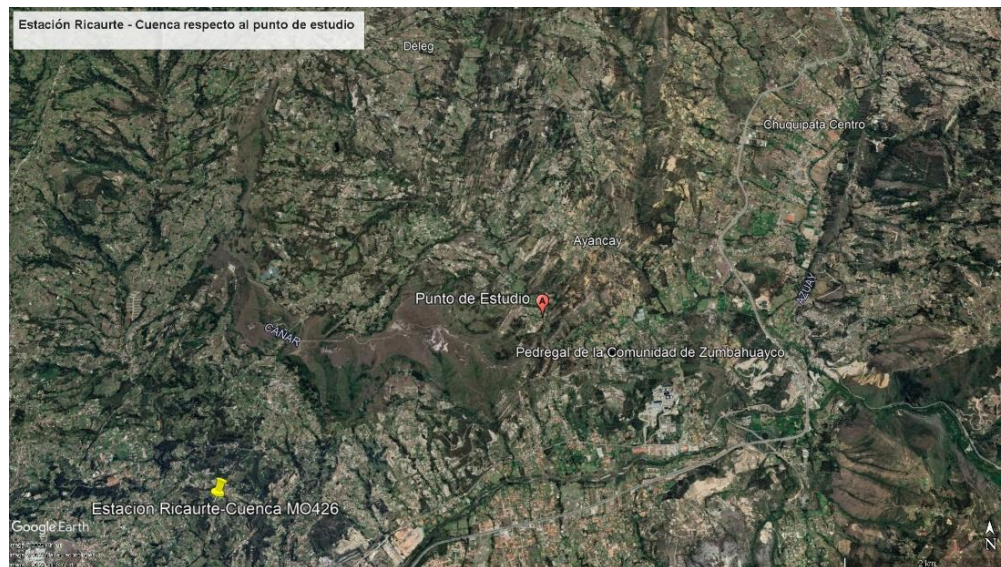
Cuenca	Tipo de Suelo		Cobertura	Impermeabilidad
	Tipo	%	CN	Área poblada
<b>A</b>	B	93.46%	60.74	0.01%
<b>B</b>	B	61.04%	60.69	1.41%
<b>C</b>	B	71.43%	63.67	3.96%
<b>D</b>	B	71.72%	63.04	2.29%

Fuente: Autores (2023)



### 2.3.4 Estudio de precipitaciones

Se recopiló información del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI el cual en su inventario provee los datos de estaciones de medición de precipitaciones a lo largo del tiempo y para este caso al ser la más cercana al punto de estudio se considera la estación Ricaurte-Cuenca M0426 cuyas coordenadas son: 728036.41717 m E y 9684691.54995 m S, se encuentra a una altitud de 2545 m.s.n.m, acorde a las ecuaciones dadas por el INAMHI se puede utilizar dependiendo del tiempo de concentración de la cuenca.



**Figura 2.11.** Posición de la estación Ricaurte M0426

Fuente: (Google Maps, 2022)

**Tabla 2.18.** Ecuaciones IDF para la estación elegida

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES	R	R <sup>2</sup>
CÓDIGO	NOMBRE				
M0426	CUENCA RICAURTE	5<30	$i = 169.31428 * T^{0.1665486} * t^{-0.4385324}$	0.9913	0.9827
		30<120	$i = 486.65421 * T^{0.1988112} * t^{-0.7658574}$	0.9968	0.9936
		120<1440	$i = 822.83133 * T^{0.1738697} * t^{-0.8665957}$	0.9945	0.9890

Fuente: INAMHI (2019)

Las ecuaciones anteriores requieren conocer el periodo de retorno y el tiempo de concentración, este último se va a calcular mediante diferentes autores con el fin de obtener un tiempo de concentración promedio para el diseño, para el periodo de retorno de diseño se considera el orden de la carretera.

– Periodo de retorno de diseño

Al tratarse de una vía de tercer orden, el periodo de retorno a utilizarse será de 25 años y además se deberá comprobar el diseño para los 50 años con el fin de asegurar la integridad de la estructura con respecto al caudal esperado para ese tiempo.

**Tabla 2.19.** Periodos de retorno para distintos tipos de estructuras.

Tipo de estructura	Periodo de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 - 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 - 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 - 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10
Drenaje agrícola	5 - 10
Muros de encauzamiento	2 - 50

Fuente: (Villón, 2002)

– Tiempo de concentración

Ven Te Chow en su libro Hidrología Aplicada, menciona que el tiempo de concentración es el tiempo de flujo desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma.

Existen varias formulaciones para determinar el tiempo de concentración de una cuenca, para este caso, emplearemos un total de 7 formulas de diversos autores y trabajar con el promedio, con el fin de tener un tiempo de concentración representativo para cada microcuenca, en la siguiente tabla a resumen se muestra los distintos autores tomados como referencia y la formula correspondiente a cada uno:



**Tabla 2.20.** Diferentes formulaciones para la obtención del tiempo de concentración.

<b>1) MÉTODO DE CALIFORNIA</b>	<b>5) MÉTODO DE PASSINI</b>
<b>Fórmula</b>	<b>Fórmula</b>
$tc = (0,871 * \frac{L^3}{H})^{0,385}$ L (km) S (m/m) tc (h)	$tc = 0,023 * (\frac{A * L}{S})^{0,5}$ A (km <sup>2</sup> ) L (km) S (m/m) tc (h)
<b>2) MÉTODO DE KIRPICH</b>	<b>6) MÉTODO DE PILGRIM Y McDERMOTT A&lt;250km<sup>2</sup></b>
<b>Fórmula</b>	<b>Fórmula</b>
$tc = 0,02 * L^{0,77} * S^{-0,385}$ L (m) S (m/m) tc (min)	$tc = 0,76 * A^{0,38}$ A (km <sup>2</sup> ) tc (h)
<b>3) MÉTODO DE VEN TE CHOW</b>	<b>7) MÉTODO DE TÉMEZ A&lt;3000km<sup>2</sup> y 0,25&lt;tc&lt;24 h</b>
<b>Fórmula</b>	<b>Fórmula</b>
$tc = 0,1602 * L^{0,64} * S^{-0,32}$ L (km) S (m/m) tc (h)	$tc = 0,3 * (\frac{L}{S^{0,25}})^{0,76}$ L (km) S(m/m) tc (h)
<b>4) MÉTODO DE DOOGE</b>	
<b>Fórmula</b>	
$tc = 0,365 * A^{0,41} * S^{-0,17}$ A (km <sup>2</sup> ) S (m/m) tc (h)	

Fuente: Autores (2023)

Por su parte, los tiempos de concentración promedio calculados en base a las fórmulas anteriores se resumen en la siguiente tabla:

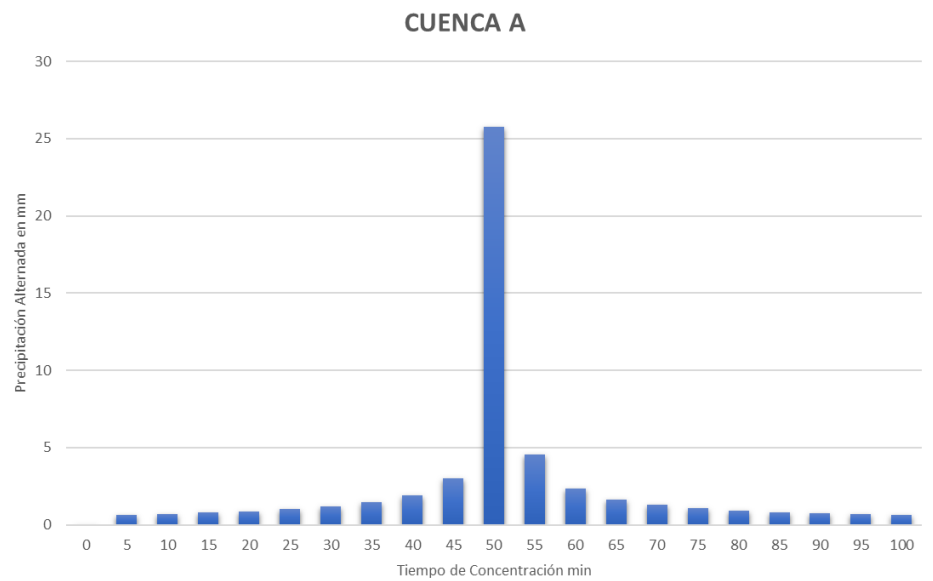
**Tabla 2.21.** Tiempos de concentración promedio para las microcuencas asignadas.

Microcuenca	Tiempo Concentración Promedio (min)
A	97,42
B	89,55
C	104,78
D	95,67

Fuente: Autores (2023)

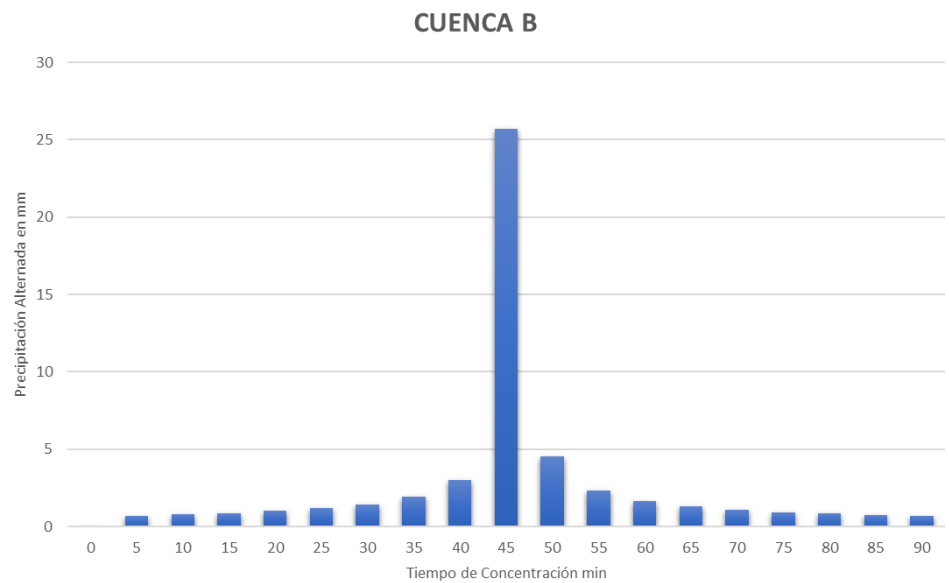
#### – Hidrogramas

Los hidrogramas son elaborados mediante el método de bloques alternados con las precipitaciones para cada periodo de retorno, las tablas de cálculo para un periodo de retorno de 25 y 50 años se encuentran en los anexos de este trabajo, a continuación, se presentan los hidrogramas empleados en el modelo HEC HMS:



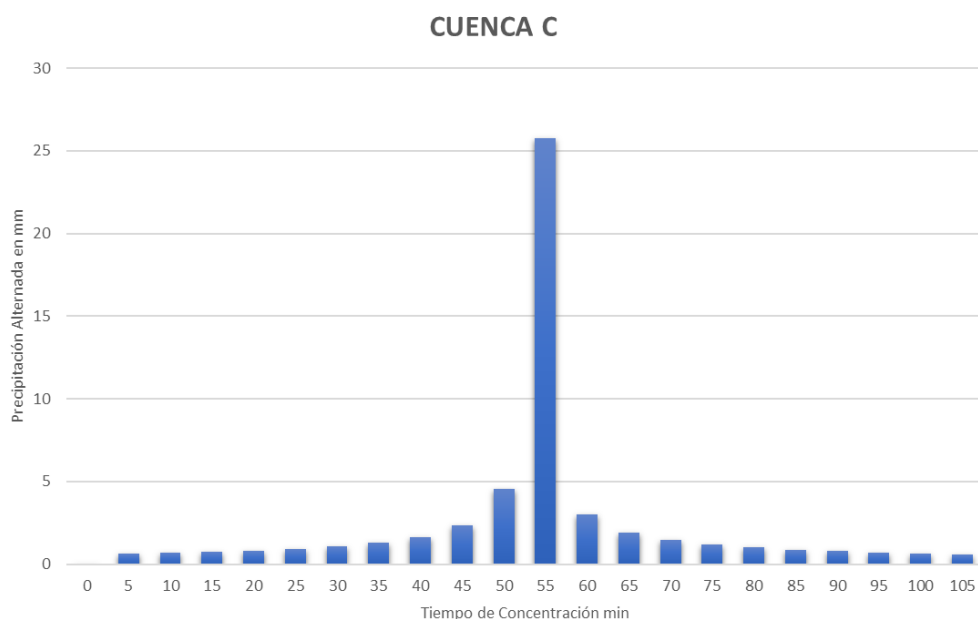
**Figura 2.12.** Hidrograma de bloques alternados microcuenca A.

Fuente: Autores (2023)



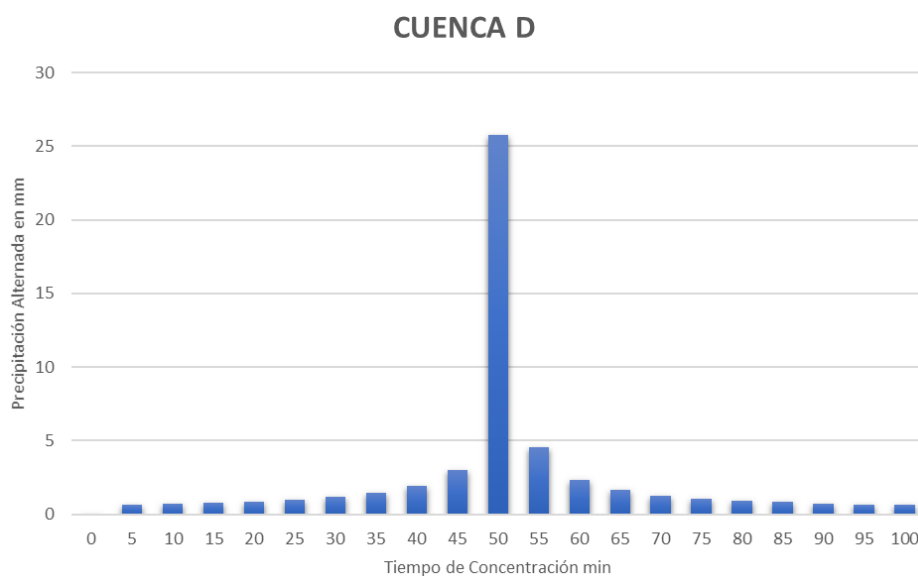
**Figura 2.13.** Hidrograma de bloques alternados microcuenca B.

Fuente: Autores (2023)



**Figura 2.14.** Hidrograma de bloques alternados microcuenca C.

Fuente: Autores (2023)

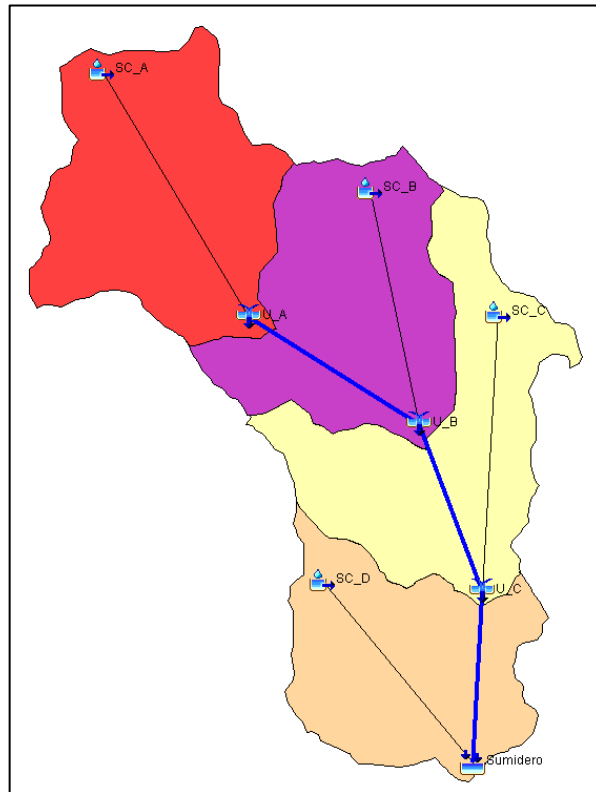


**Figura 2.15.** Hidrograma de bloques alternados microcuenca D.

Fuente: Autores (2023)

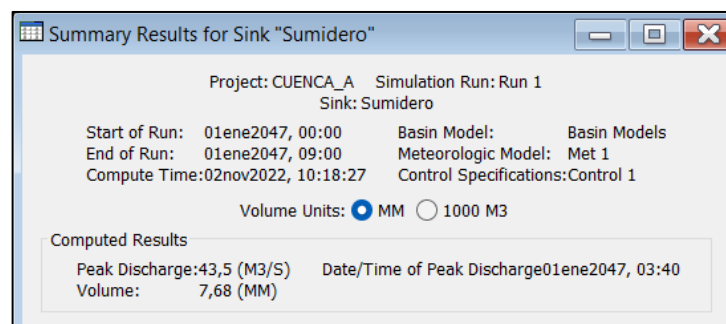
### 2.3.5 Modelación hidrológica mediante el software HEC-HMS

Con los factores determinados anteriormente se realizó el modelo en el software de acceso libre HEC-HMS, se ingresaron los parámetros necesarios y se realizó la simulación determinando el caudal esperado para un periodo de retorno de 25 y 50 años.



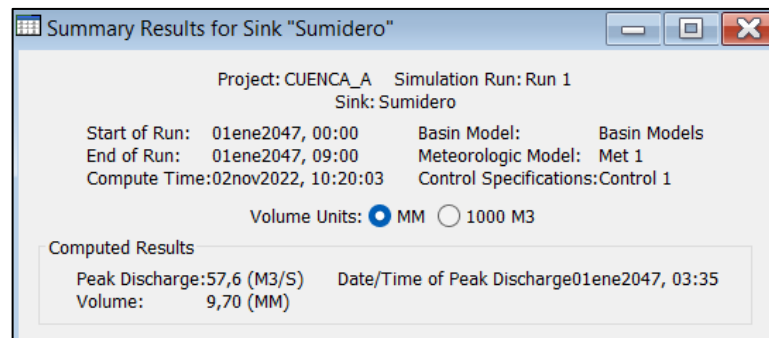
**Figura 2.16.** Modelo Hidrológico HEC-HMS

Fuente: Autores (2023)



**Figura 2.17.** Caudal esperado para un periodo de retorno de 25 años.

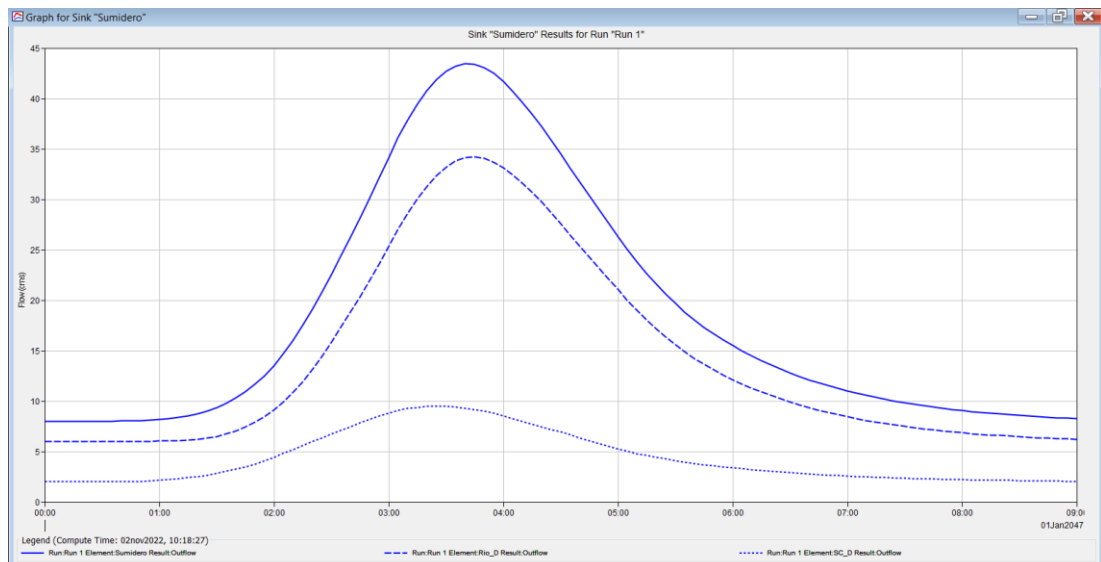
Fuente: Autores (2023)



**Figura 2.18.** Caudal esperado para un periodo de retorno de 50 años.

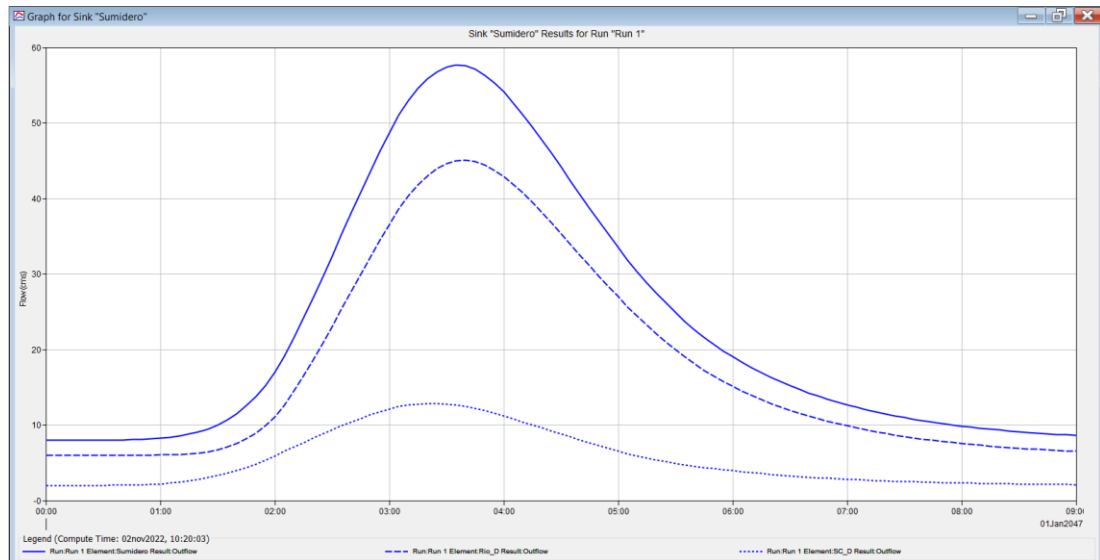
Fuente: Autores (2023)

El entorno del programa HEC-RAS permite observar los hidrogramas de crecida en el río, las siguientes figuras ilustran los casos para 25 y 50 años respectivamente.



**Figura 2.19.** Hidrograma de crecida para un periodo de retorno de 25 años.

Fuente: Autores (2023)



**Figura 2.20.** Hidrograma de crecida para un periodo de retorno de 50 años.

Fuente: Autores (2023)

La siguiente tabla muestra a resumen los resultados de la simulación realizada:

**Tabla 2.22.** Caudal y volumen esperado para los periodos de diseño evaluados.

RESULTADOS MODELO HEC-HMS		
Periodo de diseño	Caudal m³/s	Volumen (mm)
25 años	43,5	7,68
50 años	57,6	9,7

Fuente: Autores (2023)

### 2.3.6 Nivel de agua para el caudal de diseño

Gómez (2015), recomienda determinar el nivel de crecida de diseño, que circula por el cauce en el lugar del cruce a partir de los estudios hidrológicos, sin restricción, se debe utilizar la fórmula de Manning, dicha expresión está dada por:

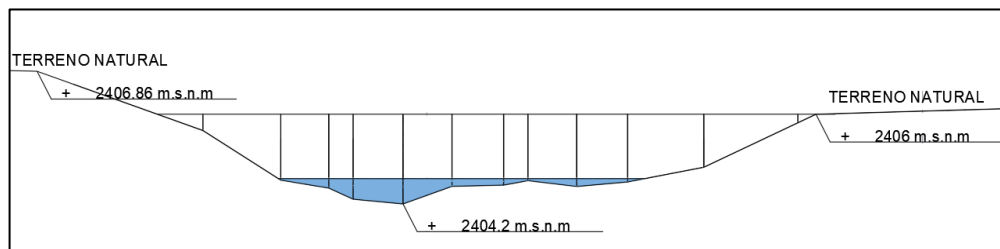
$$Q = \frac{1}{n} * a * r^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Ec. 2.1 Fórmula de Manning.

En donde,

- $Q$ : representa el caudal máximo esperado ( $m^3/s$ )
- $n$ : coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)
- $a$ : área de la sección de agua ( $m^2$ )
- $r$ : radio hidráulico que representa la relación  $a/p$  ( $m$ )
- $p$ : perímetro mojado ( $m$ )
- $S$ : pendiente del lecho del cauce ( $m/m$ )

Debido a que el cauce natural del río presenta secciones transversales de forma irregular dado que varían en sus alineaciones, pendientes además de su rugosidad, según el criterio de Gómez (2015) *“se recomienda que la fórmula de Manning sea aplicada por tramos o subsecciones aún con igual coeficiente de rugosidad en toda la sección, la fórmula debe de aplicarse por subsecciones, ya que, si se considera en su totalidad, puede diferir notablemente del gasto que realmente circula”*. Es por ello que se ha decidido dividir la sección transversal en el punto de estudio en tramos, como se indica en la siguiente figura:



**Figura 2.21.** Sección transversal del río.

Fuente: Autores (2023)

Uno de los parámetros necesarios para la aplicación de la ecuación 1, es el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual depende de las propiedades físicas del lecho por donde pasa el flujo agua, y puede obtenerse en tablas acorde a sus características respectivas, para este caso se utiliza la siguiente tabla:

**Tabla 2.23.** Valores de  $n$  para la fórmula de Manning.

Valores de $(n)$ de la fórmula de Manning.				
Superficies de canales de corrientes naturales	Óptimo	Bueno	Regular	Malo
(1) limpias, de riberas rectas, a plena altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Lo mismo que en (1) pero con algo de maleza y piedras.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuosas, algunos bancos y rebalsas, limpias.	0.030	0.035	0.040	0.045
(4) Lo mismo que en (3), alturas más bajas, pendientes y secciones más inefectivas.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Lo mismo que en (3), con algunas malezas y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) El mismo (4) pero de secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Tramos lentos del río, con malezas o con rebalsas muy profundas.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Tramos con mucha maleza.	0.075	0.100	0.125	0.150

Fuente: Gómez (2012)

El proceso para la obtención del nivel de crecida de diseño se lo realiza de manera iterativa, consiste en fijar el nivel del agua a una altura inicial, calcular el caudal respectivo y compararlo con el caudal de diseño, además, se considera que el cauce no sufre socavación, una vez que se obtenga la altura cuyo caudal no se difiera en  $\pm$  un 5% del caudal de diseño, el valor obtenido mediante la expresión de Manning será aceptado como el caudal de diseño real. Dado que el diseño se debe comprobar para

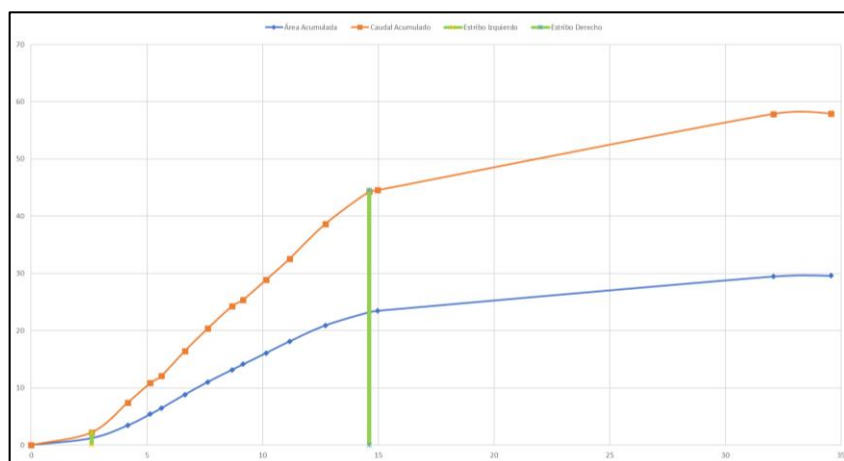
50 años, se realizará el proceso iterativo para el caudal esperado para ese tiempo, el proceso iterativo se puede encontrar en los anexos, a continuación, se presenta las secciones y los cálculos correspondientes obteniendo el caudal de diseño similar al de la simulación del programa HEC-HMS.

**Tabla 2.24.** Obtención del caudal de diseño mediante Manning.

Sección	Abcisa [m]	Ábscisa (acum.) [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Área (acum.) [m <sup>2</sup> ]	Caudal (acum.) [m <sup>3</sup> /s]
0	0	0	0	0	0	0
1	2,606	2,606	1,208	2,200	1,21	2,200
2	1,569	4,175	2,236	5,222	3,44	7,422
3	0,969	5,144	1,941	3,403	5,39	10,825
4	0,491	5,635	1,076	1,284	6,46	12,109
5	1,007	6,642	2,368	4,328	8,83	16,437
6	0,988	7,630	2,198	3,924	11,03	20,361
7	1,042	8,672	2,121	3,880	13,15	24,241
8	0,49	9,162	0,969	1,153	14,12	25,394
9	0,982	10,144	1,956	3,454	16,07	28,848
10	1,028	11,172	2,060	3,731	18,13	32,579
11	1,538	12,710	2,786	6,053	20,92	38,631
12	1,896	14,606	2,309	5,652	23,23	44,284
13	0,365	14,971	0,250	0,260	23,48	44,543
14	17,1	32,071	5,985	13,321	29,46	57,865
15	2,497	34,568	0,125	0,076	29,59	57,941

Fuente: Autores (2023)

Con el caudal de diseño real se elabora la curva de área y gasto acumulado, con la cual se puede definir un primer criterio para elegir la luz del puente, siendo esta cuando se abarque las zonas con mayor pendiente en la gráfica, con lo cual se evita generar perturbaciones de grado mayor a la corriente. En base a lo anterior se ha definido una luz inicial de 12 m.



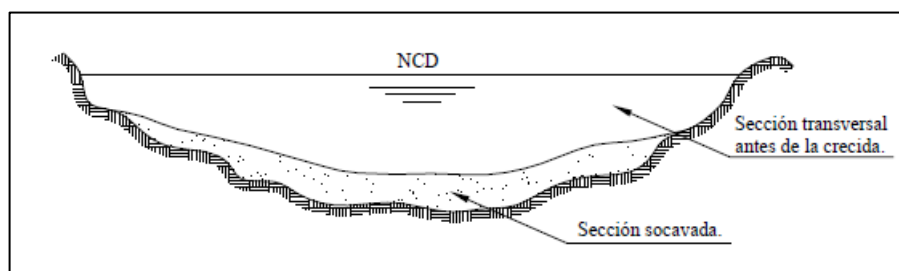
**Figura 2.22.** Curva área-gasto acumulado.

Fuente: Autores (2023)



### 2.3.7 Cálculo de la socavación general

Álvarez (2015) define a la socavación general como “una disminución generalizada del fondo por el aumento del arrastre de sedimentos debido al incremento de la capacidad de flujo (crecidas). La socavación del fondo se produce debido a un desequilibrio entre el aporte sólido que transporta el agua a una sección y el material removido”. Este fenómeno ha sido el causante de que muchos puentes fallen, razón por la cual es uno de los criterios más importantes al realizar el diseño. Una representación gráfica de la socavación general puede observarse en la siguiente figura:



**Figura 2.23.** Esquema de una sección socavada.

Fuente: Gómez (2012)

Existen varias metodologías para el cálculo de la socavación general, para este caso se analiza mediante el método de Lischtván – Levediev cuyo planteamiento se basa en que cuando se produce una crecida, el caudal aumenta y por lo tanto la velocidad del flujo crece, provocando que se arrastren las partículas en el lecho del cauce. Gómez (2012) explica que “Para que haya socavación en un punto del cauce es necesario que la velocidad media de la corriente en ese punto, llamada velocidad real ( $V_r$ ), sea mayor que la velocidad media que requiere el material del fondo para que sea arrastrado (suelos no cohesivos) o puestos en suspensión (suelos cohesivos) llamada velocidad erosiva ( $V_e$ ). A medida que aumenta el tirante con la socavación, la velocidad real ( $V_r$ ) disminuye hasta alcanzar el tirante ( $H_s$ ) en que  $V_r = V_e$ , produciéndose un equilibrio y el cese del fenómeno de la socavación”. En base a esta teoría, se definen las expresiones que permiten obtener el tirante socavado para suelos cohesivos y no cohesivos:

$$H_s = \left( \frac{\alpha * H_0^{\frac{5}{3}}}{0,60 * \gamma_d^{1,18} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ec. 2.2 altura del tirante de socavación para suelos Cohesivos}$$

$$H_s = \left( \frac{\alpha * H_0^{\frac{5}{3}}}{0,68 * d_m^{0,28} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ec. 2.3 altura del tirante de socavación para suelos no cohesivos}$$

En donde,  $\alpha$ : viene dada por la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{\frac{5}{3}} * B_e * \mu} \quad \text{Ec. 2.4 Cálculo de } \alpha$$

$Q_d$ : representa el caudal de diseño real ( $m^3/s$ )

$H_m$ : Tirante medio del cauce (m), mediante la relación  $H_m = \frac{At}{Be}$

$At$ : es el área total de la sección transversal ( $m^2$ )

$Be$ : ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal (m)

$\mu$ : Coeficiente de contracción, tabla (26).

**Tabla 2.25.** Coeficiente de contracción para distintas luces y velocidades.

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez (1992)

$H_s$ : representa tirante incluida la socavación

$\gamma_d$ : peso volumétrico del material seco a una profundidad  $H_s$  ( $ton/m^3$ )

$\beta$ : coeficiente dependiente de la frecuencia con que se repite la crecida tabla (27).

**Tabla 2.26.** Coeficiente por la frecuencia con la que se vaya a repetir la crecida.

Probabilidad anual en % de que se presente el gasto de diseño $Q_D$	$\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Gómez (2012)

$d_m$ : diámetro medio de los granos del fondo (mm)

$x$ : coeficiente que varía en función del tipo de suelo

**Tabla 2.27.** Coeficiente x dependiente del tipo de suelo

Suelos Cohesivos						Suelos no Cohesivos					
$\gamma_d(t/m^3)$	x	$\frac{I}{I+x}$	$\gamma_d(t/m^3)$	x	$\frac{I}{I+x}$	d(mm)	x	$\frac{I}{I+x}$	d(mm)	x	$\frac{I}{I+x}$
0.8	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.5	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.5	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.0	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.0	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.0	0.35	0.74	450	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.0	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.0	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.0	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.0	0.31	0.76	-	-	-

Fuente: Gómez (2012)

Todos estos parámetros se determinaron para el caso de estudio, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 2.28.** Parámetros necesarios para el cálculo de la socavación.

DATOS		UNIDAD
QD	57,60	m <sup>3</sup> /s
Be	12,00	m
Tr	50	años
Vm =	1,96	m/s
m	0,95	-
% prob.	2,00%	%
$\beta$	0,97	-
dm	0,15	mm
Área Hidráulica:		
At	29,414	m <sup>2</sup>
Tirante Medio:		
Hm	2,45	m
a	1,13	-

Fuente: Autores (2023)

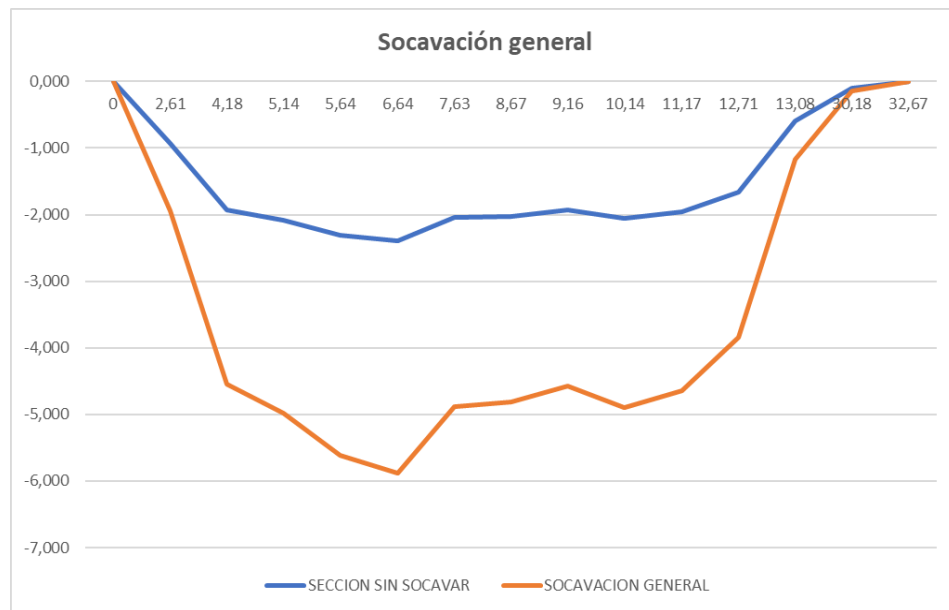
Para este caso de estudio, al tratarse de un suelo no cohesivo se emplea la ecuación (2.3), obteniendo los siguientes resultados:

**Tabla 2.29.** Cálculo de la socavación general.

Sección	Ho [m]	Hs [m]	Sg [m]
1	0,000	0,00	0,000
2	0,927	1,94	1,013
3	1,923	4,54	2,622
4	2,082	4,99	2,904
5	2,305	5,61	3,309
6	2,400	5,89	3,485
7	2,047	4,89	2,841
8	2,022	4,82	2,797
9	1,933	4,57	2,639
10	2,050	4,90	2,847
11	1,959	4,64	2,685
12	1,664	3,84	2,175
13	0,772	1,57	0,795
14	0,600	1,17	0,568
15	0,100	0,14	0,044
16	0,000	0,00	0,000

Fuente: Autores (2023)

Graficando estos valores junto con la sección real del lecho se tiene:

**Figura 2.24.** Sección sin socavar y socavación general.

Fuente: Autores (2023)

### 2.3.8 Socavación local en los estribos

Asumiendo que los estribos se colocaran en el ancho según la curva caudal área acumulada, para el caso de la socavación alrededor de los estribos se han desarrollado varios métodos, el método de K.F. Artamonov, plantea que la profundidad de socavación medida desde el nivel medio del lecho depende de algunos coeficientes que se detallan a continuación:

$$d_s = P_a * P_q * P_R \quad \text{Ec. 2.5 profundidad de socavación}$$

En donde,  $d_s$ : representa la profundidad de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m)

$P_a$ : coeficiente dependiente del ángulo que forma el eje del estribo con la corriente

**Tabla 2.30.** Valores para el coeficiente  $P_a$

$\alpha$	$20^\circ$	$60^\circ$	$90^\circ$	$120^\circ$	$150^\circ$
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Fuente: Gómez (2012)

$P_q$ : coeficiente dependiente de la relación  $\frac{Q_1}{Q_D}$  en donde  $Q_1$  representa el caudal que pasaría por el lugar ocupado si no existiera el estribo y  $Q_D$  el caudal total que pasa por el río.

**Tabla 2.31.** Valores para el coeficiente  $P_q$ .

$Q_1/Q_D$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: Gómez (2012)

$P_R$ : coeficiente dependiente del talud que tienen los lados del estribo.

**Tabla 2.32.** Valores para el coeficiente  $P_R$ .

Talud R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
$P_R$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Gómez (2012)

$y$ : profundidad del flujo en (m).

**Tabla 2.33.** Cálculo de la socavación local en los estribos.

Estribo Izquierdo		Estribo Derecho	
A ac 1 [m <sup>2</sup> ]	1,21	A ac 2 [m <sup>2</sup> ]	6,11
$Q_1$ [m <sup>3</sup> /s]	2,200	$Q_2$ [m <sup>3</sup> /s]	13,657
$Q_D$ [m <sup>3</sup> /s]	57,6	$Q_D$ [m <sup>3</sup> /s]	57,6
$\frac{Q_1}{Q_D}$	0,04	$\frac{Q_2}{Q_D}$	0,24
$P_a$	1,00	$P_a$	1,00
$P_q$	2	$P_q$	3,22
$P_R$	1	$P_R$	1
$H_0$ [m]	0,927	$H_0$ [m]	0,772
$S_T$ [m]	1,388	$S_T$ [m]	1,868

Fuente: Autores (2023)

### 2.3.9 Altura de remanso

Uno de los efectos que produce la constricción de una corriente, es la formación de un remanso, es decir una elevación del nivel normal del agua que tiene la corriente, dicha elevación se denomina  $h_r$  y puede ser determinada mediante la siguiente expresión:

$$h_r = \eta * (V_2^2 - V_m^2) \quad \text{Ec. 2.6 altura de remanso}$$

En donde,

$h_r$ : representa la altura máxima del remanso (m)

$\eta$ : coeficiente de remanso tabla (35)

**Tabla 2.34.** Valores para el coeficiente de remanso para distintos tipos de río.

Características del río	$\eta$
Ríos montañosos o ríos pequeños valles de inundación, cuando $\eta_{bp} < 20\%$	0.05 ~ 0.07
Ríos semimontañosos o ríos con mayor valle de inundación, cuando $21\% < \eta_{bp} < 40\%$	0.07 ~ 0.10
Ríos llanos $41\% < \eta_{bp} < 60\%$	0.10 ~ 0.13
Ríos llanos $61\% < \eta_{bp} < 80\%$ .	0.13 ~ 0.17

Fuente: Gomez (2012)

$$V_2 = \frac{Q_d}{A_2 * \mu} \quad \text{Ec. 2.7 Velocidad media del agua en la apertura}$$

En donde,

$Q_d$ : caudal de diseño ( $m^3/s$ )

$A_2$ = área hidráulica correspondiente a la longitud de abertura ( $m^2$ )

$\mu$ : coeficiente de contracción tabla (24)

$V_m$ : velocidad media del agua en la sección suponiendo que no hay constricción (m/s),

$$V_m = \frac{Q_d}{A_t} \quad \text{Ec. 2.8 Velocidad media del agua en la sección}$$

En donde,

$Q_d$ : caudal de diseño ( $m^3/s$ )

$A_t$ = área hidráulica del caudal de diseño ( $m^2$ )

Una vez calculada la altura de remanso se puede calcular el nivel de máximo remanso NMR mediante la expresión:

$$NMR = NCD + S_L + h_r \quad \text{Ec. 2.9 Nivel de máximo remanso}$$

$NCD$ : representa el nivel de crecida de diseño (m)

$S_L$ : representa la pendiente del lecho del río que en caso de ser pequeña puede despreciarse

Todos estos parámetros calculados, se presentan a continuación en las siguientes tablas:

**Tabla 2.36.** Cálculo de la velocidad media del río en el punto de estudio.

<b>Determinación de <math>V_m</math></b>		
$Q_D$	57,60	$m^3/s$
$A_t$	29,59	$m^2$
$V_m$	1,900	m/s

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 2.35.** Cálculo de la velocidad media en la apertura.

<b>Determinación de <math>V_2</math></b>		
L	12	m
$Q_D$	57,6	$m^3/s$
$A_2$	22,02	$m^2$
$\mu$	0,94	-
$V_2$	2,78	m/s

Fuente: Autores (2023)

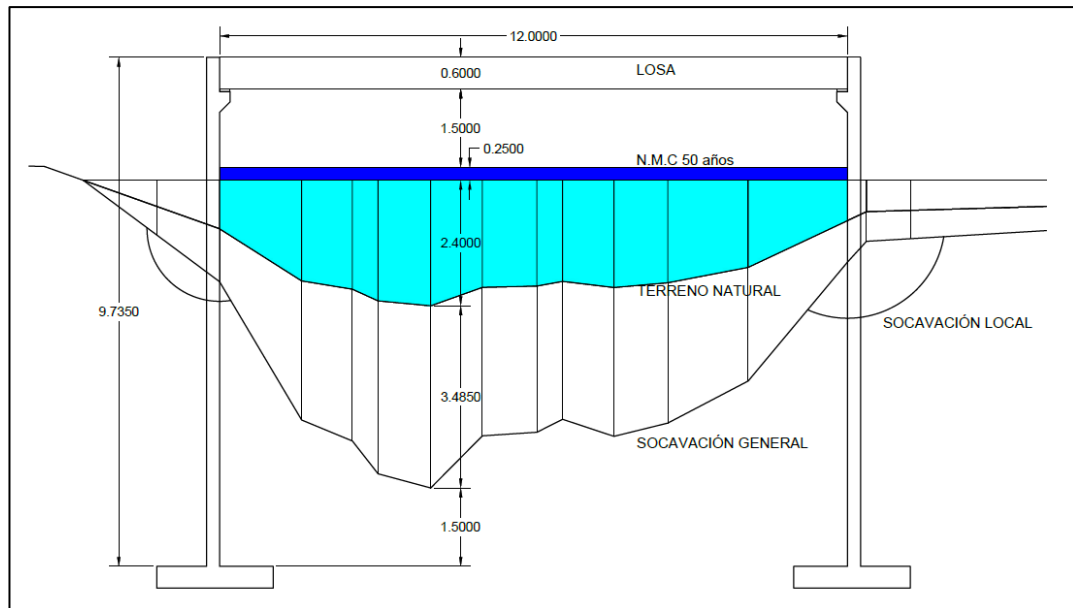
**Tabla 2.37.** Cálculo de la altura de remanso y el nivel de máximo remanso.

<b>Determinación de la altura de remanso</b>		
$\eta$	0,06	-
$V_2$	2,78	m/s
$V_m$	1,9	m/s
hr	0,25	m

<b>Nivel de maximo remanso</b>	2,65	m
--------------------------------	------	---

Fuente: Autores (2023)

Tomando en cuenta todos los resultados de los cálculos realizados y asumiendo la posición de los estribos según la curva caudal gasto acumulado la sección del puente quedaría de la siguiente manera:



**Figura 2.25.** Posición de los estribos, socavación esperada general y local.

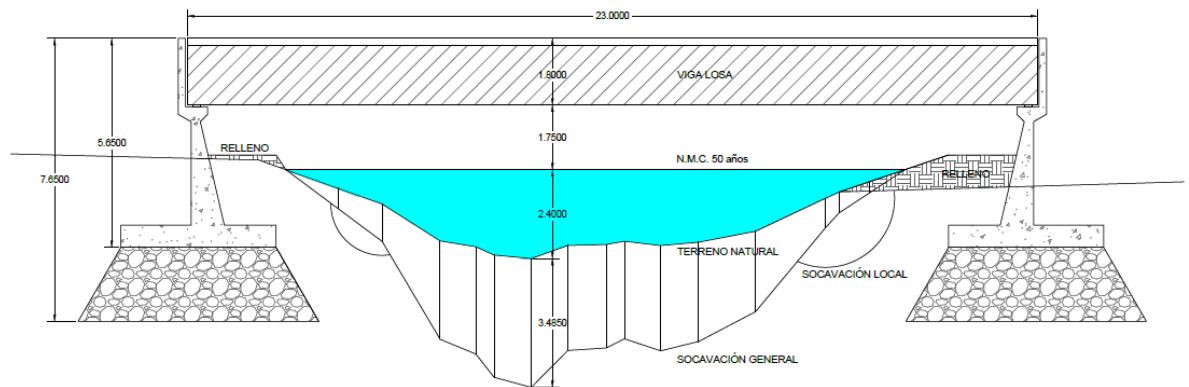
Fuente: Autores (2023)

### 2.3.10 Consideraciones en base a los estudios realizados

Tras haber realizado, el levantamiento topográfico, los estudios de suelos, hidrológico e hidráulico, como resultados de cada uno de estos se puede definir las características constructivas para el puente. Para la colocación de los estribos un primer criterio es el de la curva caudal gasto acumulado, dando una luz de 12 m, como se puede apreciar en la figura anterior, sin embargo, debido a que por efectos de socavación se tiene una profundidad elevada y tomando en cuenta el hecho de que la base del estribo debe estar al menos 1.5 m debajo la zona socavada se estaría diseñando estribos cuyas dimensiones generarían costos demasiado altos pues el estribo es de los elementos estructurales más caros, es por ello que, se tomó la decisión de ubicar los estribos fuera del lecho del río, con el fin de que sus efectos no afecten a la estructura y permitiendo que se puedan diseñar estribos de menor longitud, la luz del puente determinada en base a esta recomendación es de 23 metros tomando el criterio de que deben alejarse al menos 1.5 metros de la zona socavada, por otra parte, la altura desde el lecho del río es 4 m considerando el nivel de crecida de diseño y el nivel de máximo remanso. Con respecto a los resultados de los estudios de suelos, mediante calicatas, se determinó que a una profundidad de 4 metros existe una Grava Arenosa (GM), pues hubo mayor presencia de material de tipo grava en sus muestras, también cabe recalcar se encontró en la parte superior gran presencia de piedras en forma de bolos producto del arrastre del río a lo largo del tiempo material que al momento de construir generará costos de



desalojo aumentando el precio total de construcción y que en caso de querer cimentar sobre ellos resulte prácticamente imposible dado sus características, es por ello, que como solución constructiva se plantea realizar una cimentación en pozo, cuyo relleno será de hormigón ciclópeo hasta una altura de 2 metros y a partir de ello colocar los estribos, ya que se puede emplear dicho material, siempre y cuando las alturas que van a soportar no sean demasiado grandes, pudiendo utilizarse en este caso, logrando así, cumplir con objetivos tales como generar una mayor estabilidad en el terreno, reducir la altura de los estribos y distribuir las cargas que recibe el suelo uniformemente, cumpliendo con el objetivo de reducir el precio final de la obra y a la vez facilitando la construcción en la zona. Acorde a estas consideraciones el diseño debe estar basado acorde a la siguiente figura:



**Figura 2.26.** Disposición final para el puente.

Fuente: Autores (2023)

### 2.3.11 Evaluación del impacto ambiental

El siguiente punto es realizar la evaluación del impacto ambiental, que conlleva ejecutar un proyecto de este tipo, con este se pueda dar un criterio del nivel de afectación que tendrá la zona en donde se va a construir el puente y decidir si será factible o no realizar el proyecto. Los objetivos primordiales en este apartado son:

- Definir las condiciones ambientales de la zona de emplazamiento del puente.
- Identificar el problema ambiental que conlleva el proyecto, buscar soluciones en caso de presentarse impactos adversos y definir la afectación que el medio ambiente podría provocar en la estructura.

- Establecer recomendaciones que reduzcan las afectaciones al medio ambiente durante la fase constructiva y posterior servicio del puente.
- Caracterización de la zona de estudio

Dentro de este apartado se busca identificar todos los aspectos que puedan cambiar el medio ambiente la zona de estudio, mediante una primera observación con visitas de campo, fotografías, videos, etc.

El área de influencia se define en la siguiente figura, en la cual se puede observar la presencia de terrenos de habitantes de la zona, las vías de acceso y el río Déleg.



**Figura 2.27.** Área de influencia de la construcción del puente.

Fuente: Google Earth (2022)

Se ha definido un puente con una luz de 23m de largo, 6m de ancho, además se incluye la construcción de los terraplene de aproche y demás obras complementarias, debido a que la altura del nivel del agua supone un aumento en el nivel de las vías se deberá realizar rellenos y así elevar el nivel actual de la rasante.

El lugar donde se va a emplazar el puente se encuentra en la zona rural del cantón Azogues, la presencia de viviendas es baja, las mismas que se encuentran construida con adobe, siendo las que conforman el paisaje de la zona. Con respecto a la

agricultura, se puede observar que la mayor parte de las áreas cercanas al río Déleg, son utilizadas para el cultivo de hortalizas y otros productos agrícolas, además, se observa la presencia de canales de riego, producto de una captación aguas arriba del río Déleg.



**Figura 2.28.** Punto donde se planea emplazar el puente.

Fuente: Autores (2023)

Respecto al paisaje su elemento más representativo es el río Déleg, en sus orillas se pueden observar algunos árboles de tamaño medio y otras plantas que los acompañan, un poco más alejado del río, árboles más grandes de eucalipto.

Respecto a las propiedades privadas cercanas a la zona en algunas partes se encuentran cercadas con postes de madera y alambre de púas, en otros casos, no se encuentran cercados teniendo como referencia únicamente las vías que limitan sus terrenos. Las vías a la margen izquierda permiten llegar hacia la comunidad de Zumbahuayco en el sentido del flujo del río, hacia arriba existe una proyección que permitirá conexión hacia la comunidad de la Caldera, a la margen derecha del río se encuentra una vía que baja desde la comunidad de Ayancay y hacia los lados de esta vía, existen otras que permiten el acceso hacia las propiedades privadas. Dichas vías se encuentran



únicamente lastradas y se observa también, la presencia de un pequeño puente peatonal que se encuentra ya en deterioro.



Figura 2.29. Zona donde se planea emplazar el puente.

Fuente: Autores (2023)

– Principales acciones y factores que generan impactos en el ambiente

La construcción de un puente conlleva acciones que afectaran el medio ambiente, es por ello que en la siguiente tabla se describen aquellas que más impacto provocarán:

Tabla 2.38. Acciones a considerar en las distintas fases para la construcción del puente

Actividad Productiva	PRIMER NIVEL	SEGUNDO NIVEL	TERCER NIVEL
	FASES	PROCESOS	ACCIONES
Construcción de un puente sobre el río Dóleg	FASE DE ESTUDIOS	SISTEMA VIAL AGUA TOPOGRAFIA CONDICIONES GEOLÓGICAS CONDICIONES HIDROLOGICAS E HIDRAULICAS AMBITO LEGAL ASPECTOS POLITICOS DISEÑO ESTRUCTURAL	Identificación de las facilidades de acceso y necesidades Acceso a fuentes o vertientes de agua, calidad de agua Localización del tamaño optimo, la forma del lugar, su área, etc. Ubicación y colocación de elementos estructurales que generen asentamientos, fallas geológicas, capacidad del suelo,etc Estudio de caudales de diseño, niveles de crecida, luz del puente. Verificar permisos respectivos de construcción y verificar que no sea un área verde Validar la certificación presupuestaria Diseño del puente: superestructura y subestructura
		EXPLANACIÓN Y ACCESIBILIDAD AL LUGAR	Actividades de replanteo y nivelación Limpieza y desbroce de la zona de emplazamiento Relleno para el terraplén de aproche
	FASE DE CONSTRUCCIÓN	CONSTRUCCIONES Y ADECUACIONES	Operación de Maquinaria pesada en el lecho del río. Arrastre de material por excavaciones o movimientos de tierra por la presencia del río. Tránsito de maquinaria y camiones con material Generación de ruido y vibraciones por la presencia de maquinaria y camiones utilizados durante la fase de construcción. Generación de gases por la presencia de maquinaria y camiones utilizados durante la fase de construcción. Tala de arboles para emplazamiento del puente. Derrames de líquidos
			Mantenimiento de vías de acceso Limpieza y mantenimiento de la estructura Colocación de señalética
	FASE DE FUNCIONAMIENTO	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	

Fuente: Autores (2023)

Por otra parte, se describen los principales factores ambientales afectados por el puente:

**Tabla 2.39.** Factores Ambientales afectados por el puente

Sistema	Subsistema	Componente Ambiental
Medio físico	Medio Inerte	Agua Aire Suelo Procesos naturales
Ecosistema	Medio Biótico	Flora Fauna
Medio socioeconómico y cultural	Medio rural Medio Socio cultural Medio Económico	Viario rural Intervisibilidad Economía y población
Medio perceptual	Infraestructura vial	

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 2.40.** Matriz de riesgos por la construcción del puente.

Peligro identificado	Probabilidad			Consecuencia			Riesgo				
	Baja (B)	Media (M)	Alta (A)	Ligeramente dañino (LD)	Dañino (D)	Extremadamente dañino (ED)	Trivial (T)	Tolerable (TO)	Moderado (MO)	Importante (I)	Intolerable (IN)
Asentamientos de terreno - Falla geomecánica	x					x			x		
Emisiones de gases tóxicos		x			x				x		
Ruido excesivo		x			x				x		
Afección al suelo	x				x			x			
Alteración del curso de agua	x				x			x			
Derrame de aceites o combustibles	x				x			x			
Precipitaciones fuertes		x		x				x			
Desbordamiento del río	x					x			x		
Alteración de la flora local		x			x				x		
Alteración de la fauna local	x			x			x				
Afectación al lecho del río	x				x			x			
Construcción inadecuada	x					x			x		

Fuente: Autores (2023)

En base a la información de estas tablas se puede elaborar la matriz de Leopold e interpretar los resultados que esta arroje:

**Tabla 2.41.** Matriz de Leopold aplicada a la construcción del puente.

Factores		Acciones		Fase de Construcción										Int.		Sumatoria				
				Fase de Servicio										Positiva		Negativa				
Físico	Agua	Calidad del agua																		
		Curso del río																		
	Aire	Ruido																		
		Polvo																		
		Gases																		
Suelo	Relieve Natural																			
	Calidad del suelo																			
	Arboles																			
Flora	Pastos																			
	Fauna																			
Socioeconomico y cultural	Rural																			
	Sociocultural																			
	Económico																			
	Perceptual																			
Int.	Urbanismo																			
	Positiva																			
	Negativa																			
Sumatoria	Positiva																			
	Negativa																			
	Sumatoria																			

RESULTADOS

3,6	2,96
3,4	3

Fuente: Autores (2023)

Como resultado de la aplicación de la matriz de Leopold se obtuvo los siguientes resultados:

**Tabla 2.42.** Resultados de la aplicación de la matriz de Leopold.

Descripción		%
Impactos Negativos	25	45%
Impactos Positivos	30	55%
Total de impactos	55	100%

Fuente: Autores (2023)

Para la interpretación de estos resultados es conveniente analizar que de manera general, se va a dar un impacto negativo producto de las acciones constructivas que conlleva el emplazamiento del puente, muchas de estas acciones pueden ser mitigadas de tal forma que se reduzca el impacto que produzcan sobre el ambiente, por otra parte se puede observar que los impactos positivos que trae el puente son considerables pues, al tratarse de una zona rural la mejora de la vialidad y conexión entre vías, permite un avance muy representativo en los ámbitos referente a lo económico, social y perceptual.

Las acciones que se recomiendan durante la fase de construcción están encaminadas a reducir el impacto que estas provoquen mas no eliminarlos, debido a que son actividades que obligatoriamente deben realizarse.

- Dado que la calidad del agua podría verse afectada se deberá evitar arrojar los residuos de materiales al cauce del rio buscando un lugar adecuado para colocarlos.
- Respecto a las fases de excavación y movimiento de tierras se deberá evitar que quede material en el cauce del rio pues podría bloquear el flujo natural del mismo.
- Para la generación de ruido y gases durante la fase de construcción debe usarse algunas sugerencias tales como: humedecer la capa del suelo para reducir el polvo generado, revisar el estado de la maquinaria para disminuir ruido y gases.
- Al personal que se verá involucrado en la construcción deberá dotarse de material de protección personal para que no se vea afectado por las condiciones a las que deberán estar expuestos.
- Respecto a la fauna de la zona no se evidencia mayor daño por lo que no es necesario intervenir.

### CAPITULO III

#### ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

#### 3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE

En el presente capítulo se aborda el diseño estructural de los elementos que conforman el puente, dicho diseño está basado en criterios especificados en las normas. Como parte de los resultados de los estudios del capítulo anterior, se determinó que la luz del puente debe ser de 23 metros, se va a realizar el diseño mediante dos técnicas constructivas, se plantea un puente viga losa de hormigón armado y un puente con vigas prefabricadas de sección I, las cuales permiten tener una configuración tradicional de puente simplemente apoyado y permiten tener variaciones en sus secciones, reducir dimensiones o aumentar resistencias dependiendo el caso y así, ver cuál es la alternativa que mejor se adapte al aspecto económico que será evaluado en el siguiente capítulo, por otra parte, el criterio para la elección de estas alternativas se lo realizó tomando como referencia la siguiente tabla, elaborada en base a criterios del libro puentes con AASHTO del autor Rodríguez Serquén (2020), además de ser las secciones más habituales utilizadas en puentes cercanos a la zona.

**Tabla 3.1.** Criterios para la elección del tipo de puente.

Puentes Simplemente Apoyados			
Hormigón Armado		Hormigón Presforzado	
Tipo de Puente	Luz (m)	Tipo de Puente	Luz (m)
Losa	6 a 12	Losa	9 a 12
Vigas T	12 a 24	Doble Tee	12 a 18
Placa sólida en arco	12	Viga AASHTO	15 a 30
Vigas curvadas en arco	18	Vigas I	18 a 36

Fuente: Basada en Rodríguez (2020)

Por otra parte, la geometría del puente, se plantea en base a la zona en la cual se va emplazar, optando por las siguientes características:

**Tabla 3.2.** Características geométricas del puente.

Puente Río Déleg		
Descripción		Unidad
Luz	23	m
Número de carriles	1	u
Ancho de carril	3,6	m
Ancho de la vereda	1,2	m
Ancho total del puente	6	m

Fuente: Autores (2023)



### 3.1 Superestructura de tablero viga losa de hormigón armado

Un tablero viga losa es de las configuraciones geométricas más utilizadas en el diseño de puentes, consiste en una cubierta de losa reforzada transversalmente, la cual se extiende a través de las vigas longitudinales que sirven como soporte.

Se emplea una metodología que parte de un prediseño con el cual se obtiene sus dimensiones iniciales, se genera el modelo en el software CSI Bridge el cual permite asignarle las cargas que debe soportar el puente, revisar sus deflexiones y obtener sus momentos respectivos mediante el método de los elementos finitos, para así, posteriormente realizar el cálculo de los aceros de refuerzo tanto para la losa como para la viga, y comprobar las deflexiones totales, los cálculos se realizan en el software Mathcad que facilita los cálculos respectivos.

#### 3.1.1 Prediseño de la viga

**Tabla 3.3.** Profundidades mínimas para distintos tipos de superestructura

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Reforzado	Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras para peatones	0.035L	0.033L
Concreto Preesforzado	Losas	0.030L > 165 mm	0.027L > 165 mm
	Vigas cajón vaciadas <i>in situ</i>	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras para peatones	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de vigas I compuestas	0.040L	0.032L
	Profundidad de porción de acero de viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Cerchas	0.100L	0.100L

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

El prediseño de la viga está realizado en base a la tabla anterior, al tratarse de una sección simplemente apoyada y utilizarse vigas T, el peralte se calcula mediante:

$$h_v = 0.0070 * L \quad \text{Ec. 3.1 Peralte recomendado para la viga}$$

En donde,

$L$ : luz del puente

En cuanto al ancho de la viga se puede definir mediante una expresión recomendada por bibliografía el cual toma en cuenta el espaciamiento de las vigas  $S'$  y la luz del puente  $L$ :

$$bv = 0.0157 * \sqrt{S'} * L \quad \text{Ec. 3.2 Ancho recomendado para la viga}$$

Con estas recomendaciones se tiene una idea de las dimensiones que deberá tomar la viga, sin embargo, dependerá del cumplimiento con la deflexión permitida para ser aceptadas.

<u>Ancho de la viga</u>		
Espaciamiento de vigas: $S' := 2 \text{ m}$	Ancho de puente: $B := 6 \text{ m}$	Luz del puente: $L := 23 \text{ m}$
Ancho de la viga: $b_{min} := 0.0157 \cdot \sqrt{\frac{S'}{m}} \cdot L = 51.07 \text{ cm}$ (RODRIGUEZ SERQUEN)		
Ancho adoptado: $b_{viga} := \text{Trunc}(b_{min}, 5 \text{ cm})$		$b_{viga} = 50 \text{ cm}$
<u>Peralte de la viga</u>		
$h := \text{Trunc}(0.07 \cdot L, 5 \text{ cm}) = 160 \text{ cm}$		
Altura para cumplir con la deflexión permisible:		$h = 1.6 \text{ m}$

En base a lo anterior se adoptado una sección de viga de 50 cm x 160 cm.

### 3.1.2 Prediseño de la losa

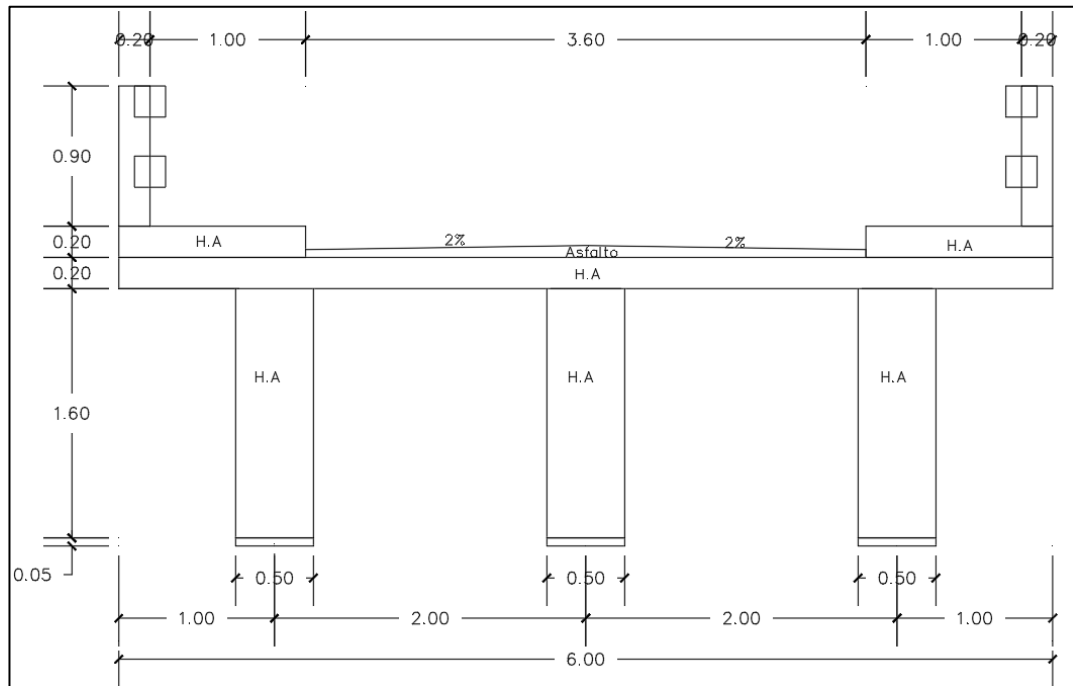
Para el prediseño de la losa existen criterios en la AASHTO LRFD respecto al espesor mínimo, en el artículo 9.7.1.1 se menciona que el espesor mínimo para tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales debe ser mayor o igual que 17.5 cm. Por otra parte, en la tabla 2.5.2.6.3-1 se menciona que, para losas con refuerzo principal paralelo al tráfico, con luces simplemente apoyadas se puede usar la expresión:

$$t = \frac{1.2(S+3000)}{30} \quad \text{Ec. 10 espesor de la losa}$$

$S$  representa la diferencia entre la separación de vigas y el ancho adoptado de la viga.

Un último criterio menciona que para voladizos de concreto que deban soportar barreras y otros elementos, el espesor mínimo debe ser de 20cm. Tomando como referencia todos estos criterios se decidió optar por aquel que cumpla con todo lo mencionado, adoptando un espesor de 20 cm.

Resultado del prediseño la sección del puente quedaría acorde a la figura:



**Figura 3.1.** Sección transversal del puente.

Fuente: Autores (2023)

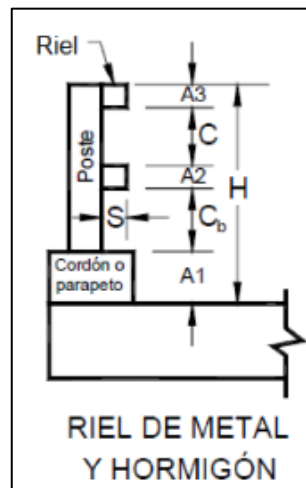
Una vez el prediseño se ha realizado, para el siguiente punto se genera un modelo inicial en el software CSI Bridge, al cual deberá asignarse las cargas que deberá soportar el puente misma que se detallan en los siguientes apartados.

### 3.1.3 Protecciones laterales

Son elementos que forman parte de la superestructura del puente y su función es contener a vehículos que por alguna situación salgan fuera de control de la vía, buscando reducir los daños y evitando que los implicados sufran situaciones riesgosas. Castillo (2012) menciona que *“Las barandas de los puentes deben ser rígidas para evitar que el vehículo que las impacte quede en una posición peligrosa o se salga del puente”*. Es por ello que el diseño de estas debe llevar un control en cuanto a resistencia y serviciabilidad el cual para este caso estará basado en la norma AASHTO LRFD 2020.

- Definición de la geometría

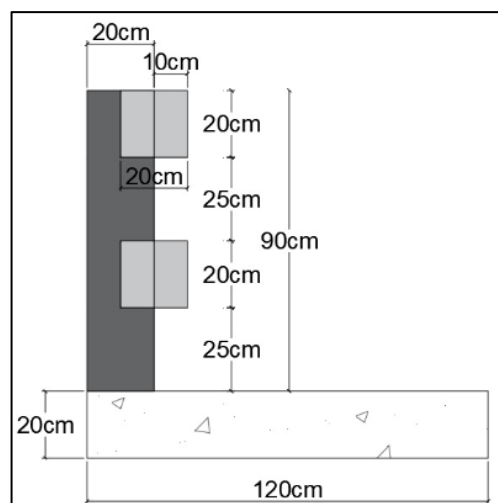
Acorde a las condiciones de la zona y al tipo de vehículos que se espera circulen por la zona, se plantea diseñar una baranda del tipo TL-2, dicha baranda es recomendable en carreteras locales en la cual exista buena visibilidad y circulen vehículos a no muy altas velocidades. Las condiciones geométricas a adoptar para el diseño tienen como referencia las barandas típicas que da la norma en la figura A,13.1.1-1, siendo la utilizada para este caso la que se presenta a continuación:



**Figura 3.2.** Esquema de la baranda a diseñar.

Fuente: (AASHTO LRFD, 2020)

Dentro del **art.13.8**, se menciona que la altura mínima de baranda debe ser de 685 mm, además, la sección **A13.1.1** menciona que el ancho total de los elementos longitudinales no debe ser menor que el 25% de la altura de la baranda, por lo que deben ser las primeras condiciones a tener en cuenta en la definición geométrica, para las barandas y el poste se ha optado definir las siguientes dimensiones:



**Figura 3.3.** Geometría de la baranda.

Fuente: Autores (2023)

Se tiene una baranda conformada por rieles de 20x20 y postes de 20x20cm, con una altura total de 90 cm, los espacios y la cantidad de barandas se describen en la siguiente tabla:

Tabla 3.4. Dimensiones de la baranda.

H tipo	H elemento (mm)	H acumulado (mm)	Descripción
Cb	250	250	Separación
A1	200	450	Baranda
C	250	700	Separación
A2	200	900	Baranda
C	0	900	Separación
A3	0	900	Baranda
C	0	900	Separación
A4	0	900	Baranda
Ht	900		
ΣA	400		

Fuente: Autores (2023)

Se verifica que cumplan con los criterios mencionados anteriormente:

<b>Se tiene:</b>			
$H_t = 900\text{ mm}$	$h_{\min} = 685\text{ mm}$		
$\Sigma A = 400\text{ mm}$	$25\% H_t = 225\text{ mm}$		
$\text{Diseño} := \text{if } (H_t > h_{\min}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$		Diseño = "Cumple"	
$\text{Diseño2} := \text{if } (\Sigma A > 25\% \cdot H_t, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$		Diseño = "Cumple"	

Con una abertura libre vertical C=250 mm y un retiro de postes igual a S=100 mm, se analiza el potencial de impacto con la figura A13.1.1-2 de la norma y como se puede apreciar en este caso, se encuentra dentro de la zona de potencial bajo.

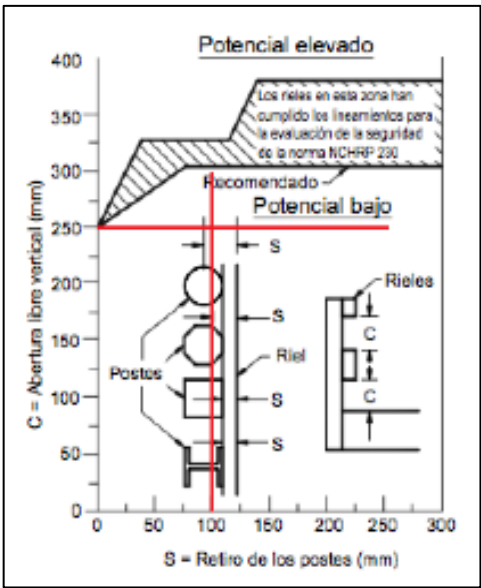
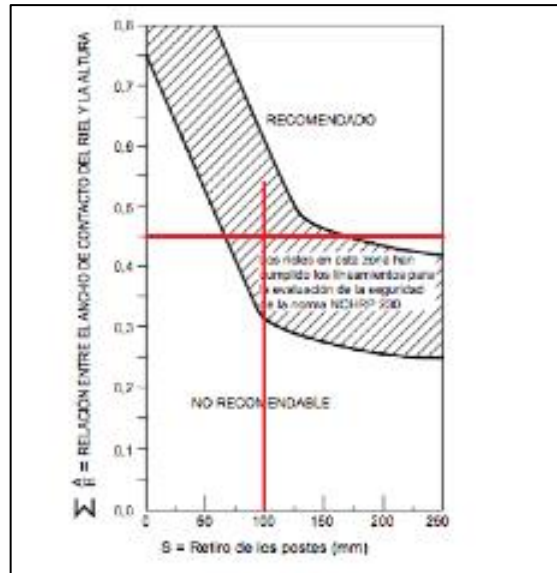


Tabla 3.5. Potencial de impacto en la baranda diseñada.

Fuente: Autores (2023)

Se debe verificar también los criterios para determinar el retiro de los postes y acorde a la figura **A13.1.1-3** que toma la relación entre el ancho de contacto del riel y la altura de la baranda de 0.44 y un retiro de postes de 10 mm, se puede constatar que los rieles definidos, están dentro de lo recomendado.



**Figura 3.4.** Comprobación del retiro de los postes.

Fuente: Autores (2023)

- Ubicación de la resultante

Para este caso, se requiere contar con información referente a las fuerzas de diseño para la baranda, para lo cual la sección A13.2 especifica que se debe tomar de la siguiente tabla:

**Tabla 3.6.** Características para diferentes niveles de ensayo de barandas.

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $L_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: (AASHTO LRFD, 2020)

También, se menciona que las barandas deben ser proporcionadas de tal forma que se cumpla que la altura de la resultante sea mayor o igual a la altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo, según la relación:

$$\bar{Y} \geq H_e$$

$H_e$ : representa la altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo (m)

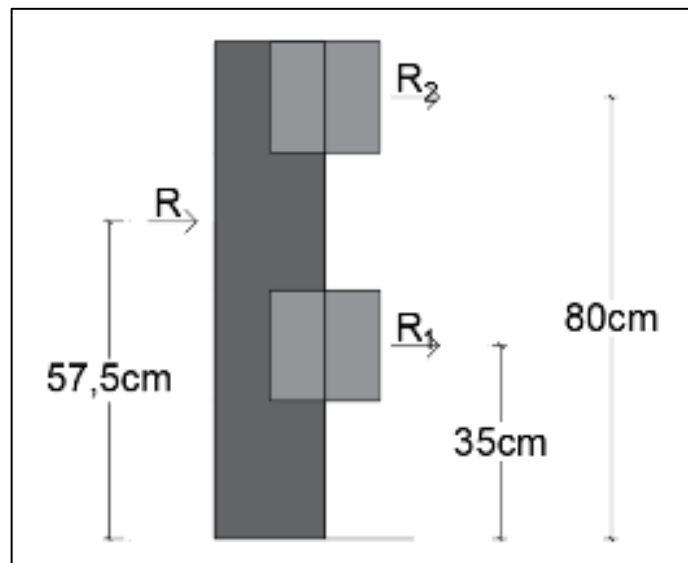
$$\bar{Y} = \frac{\sum (R_i / Y_i)}{\bar{R}} \quad \text{Ec. 11 altura de la resultante por encima del tablero}$$

Con:

$R_i$ : Siendo la resistencia de los elementos horizontales (N)

$Y_i$ : distancia del tablero del puente hasta el elemento horizontal (m)

$\bar{R}$ : Es la resultante total (N)



**Figura 3.5.** Posición de la resultante para la baranda diseñada.

Fuente: Autores (2023)

Definiendo que los rieles serán de igual resistencia se verifica la condición para este caso.

$$R := 1 Y_{cg} = \frac{\sum (R_i \cdot Y_i)}{\sum R_i}$$

$$Y_{cg} := \frac{R \cdot 0.35 \text{ m} + R \cdot 0.8 \text{ m}}{R + R} = 0.575 \text{ m}$$

$$H_e := 510 \text{ mm} \quad \text{Altura mínima, de acuerdo al nivel de ensayo TL-2}$$

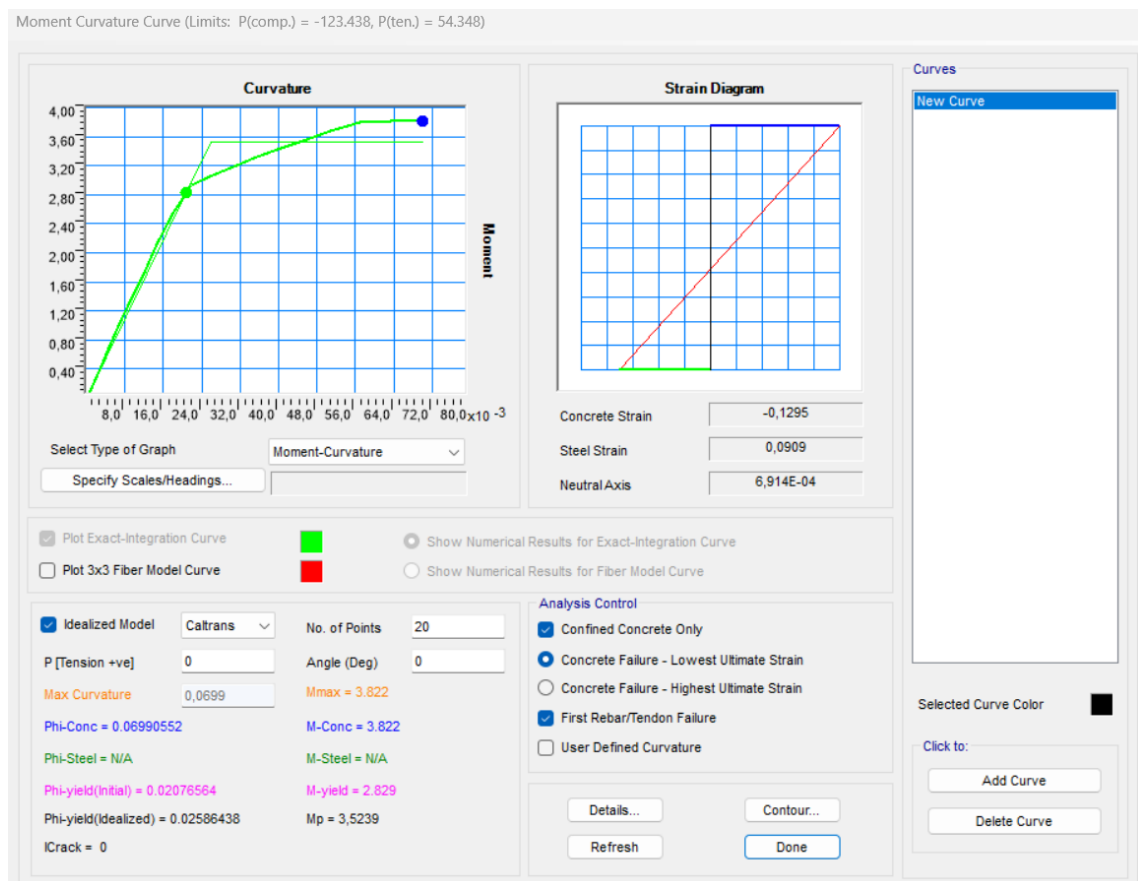
**Diseño = "Cumple"**

– Cargas actuantes en barandas y postes

De la tabla 3.6 la norma menciona que para las barandas con un nivel de ensayo TL-2 deberá aplicarse una carga de 12.245 (ton) transversalmente y 4,082(ton) longitudinalmente, teniendo que actuar de manera simultánea en cualquier punto y cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Para poder diseñar es necesario conocer el momento plástico para los rieles y los postes, el cual puede ser obtenido a partir de la relación momento curvatura para la sección que corresponda a cada una, se modeló la sección en SAP 2000 para cada caso correspondiente

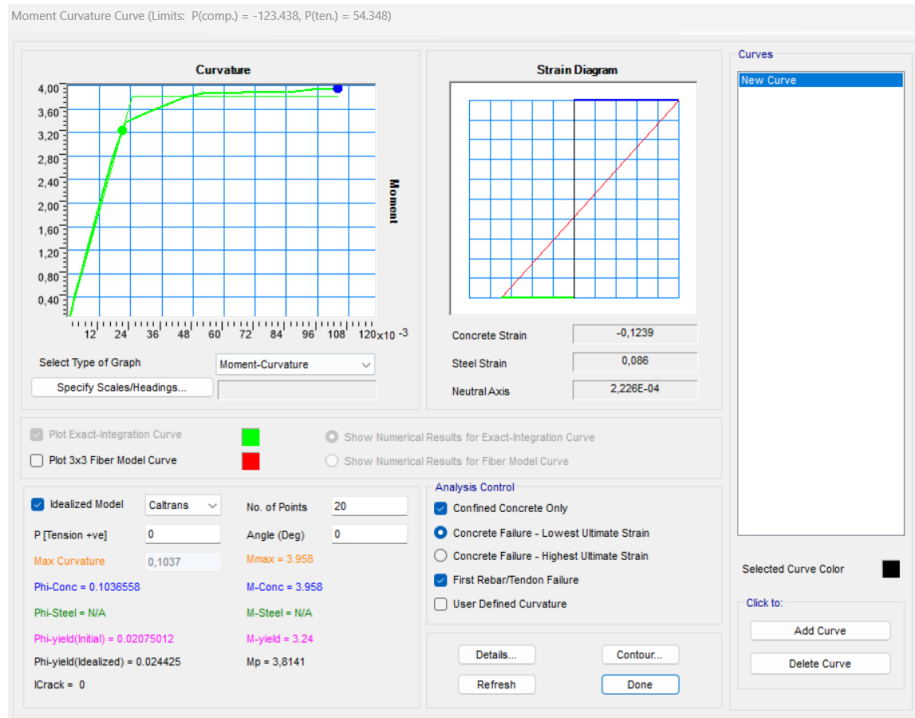
- a) Para un poste cuyas secciones son de 20cm x 20cm, con un refuerzo longitudinal de 4 varillas con un diámetro 14 mm y 4 varillas con diámetro 12mm, y un refuerzo transversal de 12mm cada 10cm se tiene:



**Figura 3.6.** Momento plástico en el sentido X-X para el poste.

Fuente: Autores (2023)

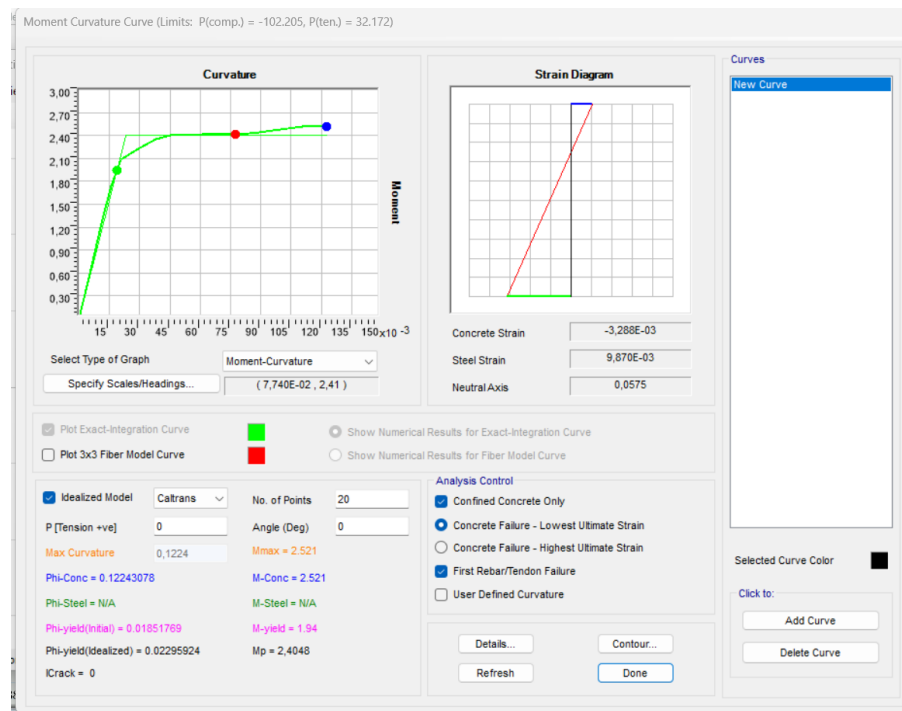




**Figura 3.7.** Momento plástico en el sentido Y-Y para el poste.

Fuente: Autores (2023)

- b) Para un riel de sección 20cm x20 cm, con un refuerzo longitudinal de 4 varillas de diámetro 12 mm y un refuerzo transversal de 10mm cada 10cm se tiene:



**Figura 3.8.** Momento plástico para los rieles.

Fuente: Autores (2023)

A partir de estos datos se procede a calcular la fuerza transversal y horizontal para los postes y el momento resistente que se genera en los rieles:

<u>POSTE:</u>	
En y:	
$M_{py} := 3.8141 \text{ tonnef} \cdot m$	(Dato SAP 2000)
$F_y := \frac{M_{py}}{Y_{cg}} = 6.633 \text{ tonnef}$	
En x:	
$M_{px} := 3.5239 \text{ tonnef} \cdot m$	(Dato SAP 2000)
$F_x := \frac{M_{px}}{Y_{cg}} = 6.129 \text{ tonnef}$	
<u>RIEL:</u>	
$N_{rieles} := 2$	
$M_{pyr} := 2.4048 \text{ tonnef} \cdot m$	(Dato SAP 2000)
$M_p := M_{pyr} \cdot N_{rieles} = 4.81 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$	

#### – Resistencia de la baranda

Para el diseño se debe tomar en cuenta el art. **A13.3.2** de la norma en donde se menciona que las vigas y postes deben ser diseñados bajo condiciones de falla mediante análisis inelásticos, mencionando que la falla no involucra el poste final de un segmento, la resistencia nominal crítica de los elementos horizontales deberá tomarse como el menor valor calculado entre las siguientes ecuaciones dependiendo el caso:

$$R = \frac{16 \cdot M_p + (N-1)(N+1) \cdot P_p \cdot L}{2 \cdot N \cdot L - L_t} \quad \text{Ec. 3.4. Resistencia nominal crítica para modos de falla que involucren un número de tramos de baranda impar}$$

$$R = \frac{16 \cdot M_p + N^2 \cdot P_p \cdot L}{2 \cdot N \cdot L - L_t} \quad \text{Ec. 12. Resistencia nominal crítica para modos de falla que involucren un número de tramos de baranda par}$$

$M_p$ : representa el momento plástico resistente de un poste

$N$ : número de tramos de la baranda

$L$ : separación de los postes o longitud de un tramo simple

$P_p$ : Fuerza cortante en un poste sencillo y que corresponde a  $M_p$

$L_t$ : longitud transversal de las cargas distribuidas debido al impacto de vehículos

La norma también menciona que se debe considerar el caso de un impacto en el extremo de un segmento que provoca la caída del poste mediante la expresión:

$$R = \frac{2 \cdot M_p + 2 \cdot P_p \cdot L \cdot \sum_{i=1}^N i}{2 \cdot N \cdot L - L_t} \quad \text{Ec. 13 Resistencia última total de la baranda}$$

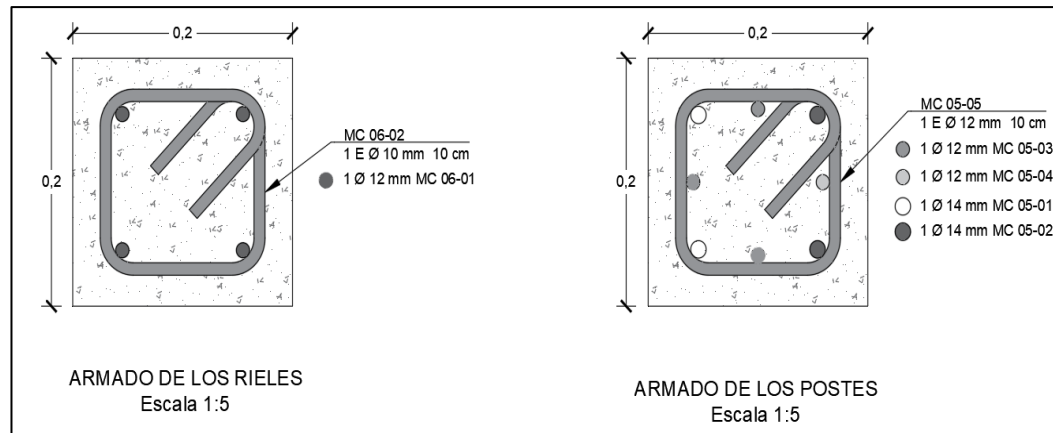
La siguiente imagen muestra el cálculo respectivo para los casos que especifica la norma en el interior y en los extremos de la baranda:

Resistencia de las protecciones laterales:	
Interior:	Extremos:
<p>Con: <math>N_i := 1</math>  <math>L := 1.875 \text{ m}</math>  <math>L_t := 1.219 \text{ m}</math></p> $R_1 := \frac{16 \cdot M_p + (N_i - 1) \cdot (N_i + 1) \cdot F_y \cdot L}{2 \cdot N_i \cdot L - L_t} = 30.404 \text{ tonnef}$	<p>Con: <math>N := 1</math>  <math>L_t := 1.219 \text{ m}</math></p> $R_{e1} := \frac{2 \cdot M_p + 2 \cdot F_y \cdot L \cdot 1}{2 \cdot N \cdot L - L_t} = 13.629 \text{ tonnef}$
<p>Con: <math>N_i := 2</math>  <math>L_t := 1.219 \text{ m}</math></p> $R_2 := \frac{16 \cdot M_p + N_i^2 \cdot F_y \cdot L}{2 \cdot N_i \cdot L - L_t} = 20.172 \text{ tonnef}$	<p>Con: <math>N := 2</math>  <math>L_t := 1.219 \text{ m}</math></p> $R_{e2} := \frac{2 \cdot M_p + 2 \cdot F_y \cdot L \cdot 3}{2 \cdot N \cdot L - L_t} = 13.412 \text{ tonnef}$
<p>Con: <math>N_i := 3</math>  <math>L_t := 1.219 \text{ m}</math></p> $R_3 := \frac{16 \cdot M_p + (N_i - 1) \cdot (N_i + 1) \cdot F_y \cdot L}{2 \cdot N_i \cdot L - L_t} = 17.591 \text{ tonnef}$	<p>Con: <math>N := 3</math>  <math>L_t := 1.219 \text{ m}</math></p> $R_{e3} := \frac{2 \cdot M_p + 2 \cdot F_y \cdot L \cdot 6}{2 \cdot N \cdot L - L_t} = 15.838 \text{ tonnef}$

Una vez realizado los cálculos correspondientes se debe verificar que la menor resistencia calculada tanto en extremos como en el interior de las barandas sea mayor a la fuerza que ejerce el vehículo tanto longitudinalmente como transversalmente.

VERIFICACION FUERZA TRANSVERSAL:	
$F_t := 12.245 \text{ tonnef}$	
$R > F_t$	
Interior:	$\min(R_1, R_2, R_3) = 17.591 \text{ tonnef}$
Exterior:	$\min(R_{e1}, R_{e2}, R_{e3}) = 13.412 \text{ tonnef}$
Interior:	$Ver1 := \text{if}(\min(R_1, R_2, R_3) > F_t, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Cumple"}$
Exterior:	$Ver2 := \text{if}(\min(R_{e1}, R_{e2}, R_{e3}) > F_t, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Cumple"}$
VERIFICACION FUERZA LONGITUDINAL:	
$F_l := 4.082 \text{ tonnef}$	$N_p := 7$
$R_L > F_l$	
$F_x = 6.129 \text{ tonnef}$	
$R_L := N_p \cdot F_x = 42.9 \text{ tonnef}$	
$Ver3 := \text{if}(R_L > F_l, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) = \text{"Cumple"}$	

Las secciones tipo para la baranda y el riel se presentan en la siguiente figura:



**Figura 3.9.** Secciones tipo para los postes y rieles de la baranda.

Fuente: Autores (2023)

### 3.1.4 Cargas Permanentes (DC – DW)

Las cargas permanentes también denominadas cargas muertas, son aquellas que resultan del peso propio de los elementos que conforman la superestructura del puente, entre estas se tiene barandas, aceras, superficie de rodadura, entre otras.

Para este caso las cargas que se van aplicar se detallan en la siguiente tabla:

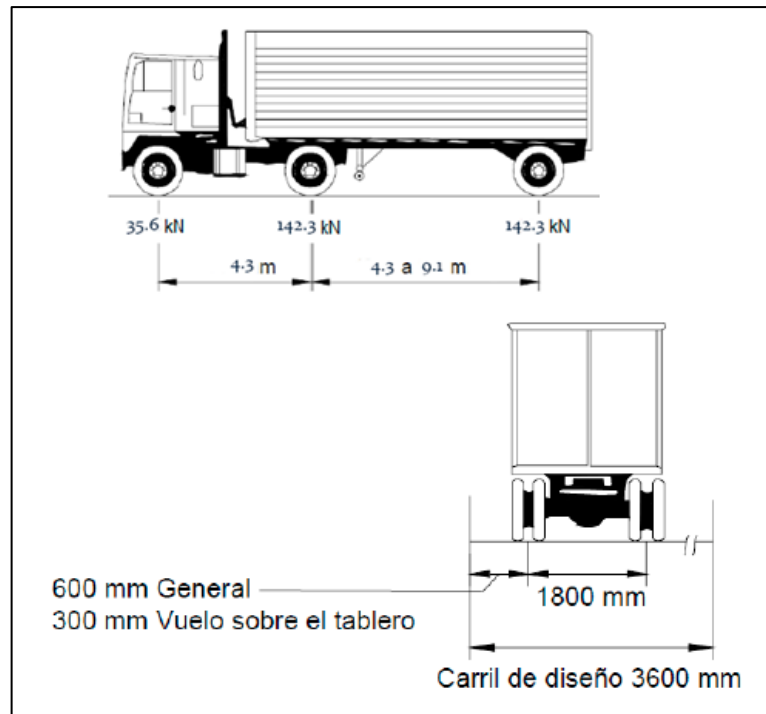
**Tabla 3.7.** Cargas permanentes a usarse en el modelo.

Carga	Valor	Unidad
Barandas	220	$\frac{kg}{m}$
Acera	480	$\frac{kg}{m^2}$
Superficie de rodadura de asfalto	112	$\frac{kg}{m^2}$

Fuente: Autores (2023)

### 3.1.5 Cargas Vivas (LL - PL)

La carga viva hace referencia a aquellas solicitaciones resultantes del peso de la carga móvil aplicada, entre ellas los camiones, vehículos livianos y peatones. En el diseño de puentes se debe asignar las cargas que se encuentran en la norma AASHTO LRFD art 3.6.1, teniendo las cargas gravitacionales correspondientes al camión de diseño LL y al paso de peatones PL. El camión con el que se diseña es el denominado HL-93 el cual debe actuar sobre la calzada del puente, sus pesos, separación entre ejes y redes deben tomarse como se especifica en la norma:



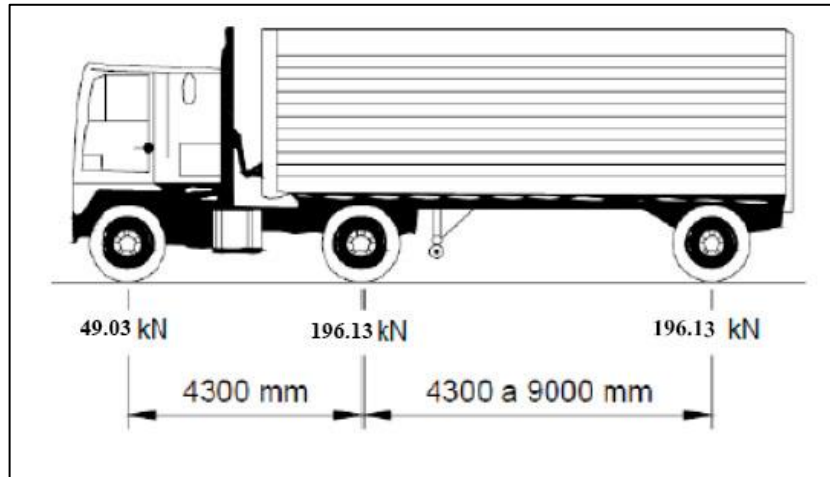
**Figura 3.10.** Características del camión de diseño HL-93.

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

También en la norma se menciona el tándem de diseño compuesto por un par de ejes con 111.2 kN separados 1200 mm y cuya separación transversal entre ruedas debe ser 1800 mm.

Existe una carga de fatiga para el camión de diseño el cual consiste en mantener la separación constante de 9.1 m entre los ejes posteriores con la misma carga aplicada, dicha carga es muy útil al momento de revisar la fatiga en el diseño de los elementos del puente.

En Ecuador es muy común el uso del camión de diseño denominado HS-MTOP que básicamente es el camión HS20-44 de la AASHTO con un factor de mayoración en las cargas producidas por eje de 1,375 cuando predomina el camión estándar y 1,25 para la carga distribuida más la concentrada, aunque las separaciones entre ejes se mantienen similares al HL-93.



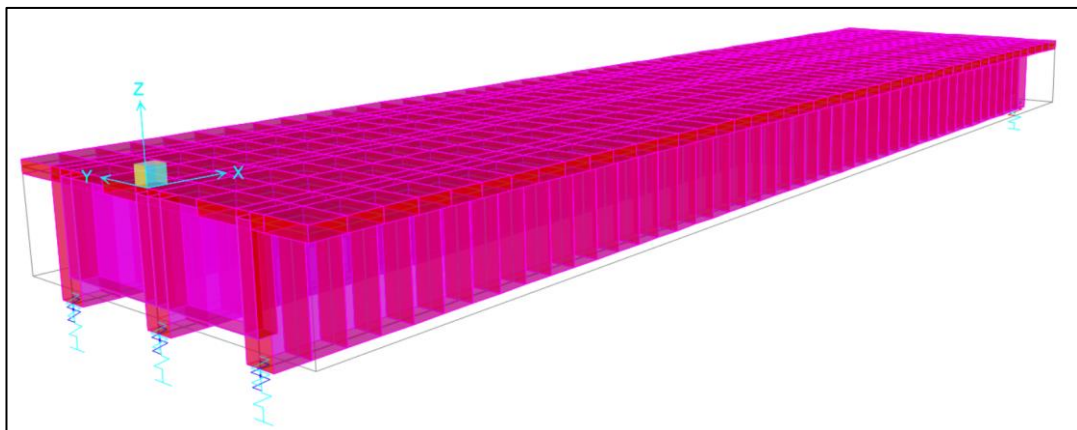
**Figura 3.11.** Esquema del camión de diseño HS-MTOP.

Fuente: (MTOP, 2020)

Con respecto a la carga peatonal el art. 3.6.1.6 de la norma menciona que debe aplicarse una carga igual a  $3,6 \text{ kN/m}^2$  en todas las aceras que tengan más de 60 cm de ancho y la misma debe ser considerada de manera simultánea con la carga vehicular de diseño. Por otra parte, en caso de que los vehículos puedan montarse sobre la acera no debe considerarse la carga peatonal al mismo tiempo.

### 3.1.6 Modelo del tablero de vigas de hormigón armado CSI bridge

Una vez descritas todas las cargas que deberá soportar el puente se procede a crear un modelo en el software CSI Bridge y aplicar cada una de estas según corresponda y a partir de ese modelo revisar los criterios correspondientes para el buen desempeño del puente, siendo para este caso el que se presenta a continuación:



**Figura 3.12.** Modelo del tablero generado en CSI Bridge.

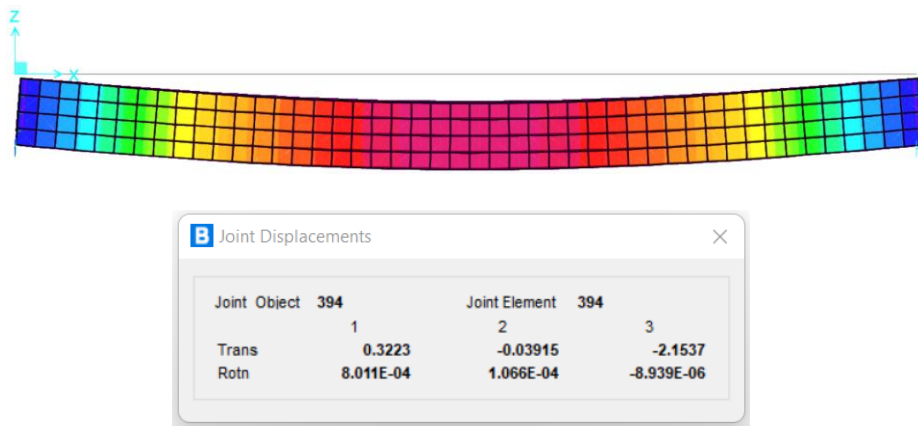
Fuente: Autores (2023)

También se verifica la deflexión por el estado límite de servicio que tendrá el puente el cual no deberá ser mayor a los casos siguientes según especifica la norma (**art. 2.5.2.6.2**):

$$\Delta < \frac{L}{1000} \quad \text{Para carga vehicular y peatonal}$$

$$\Delta < \frac{L}{800} \quad \text{Para carga vehicular general}$$

Para este caso se determina que la deflexión no deberá ser mayor a 2,3 m o 2,87 m.



**Figura 3.13.** Deflexión que se produce en el puente ELS.

Fuente: Autores (2023)

Dado que la mayor deflexión se da en el centro de la luz del puente se tiene un valor de 2.15cm siendo menor a lo especifica por la norma por lo cual cumple con dicha condición.

### 3.1.7 Cálculo de las armaduras

Tras haber realizado el modelo en CSI BRIDGE, se procede a calcular el respectivo refuerzo tanto para la losa como las vigas que conforman la superestructura, las solicitaciones más altas se produjeron al aplicar la carga HL-93, por lo que se diseñará con las cargas obtenidas mediante este camión para los casos de Resistencia I y Servicio I, las propiedades de los materiales a usarse en el diseño se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 3.8.** Propiedades de los materiales a emplearse en el tablero

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c$	280	$\frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c$	256017,97	$\frac{kgf}{cm^2}$
Peso específico del hormigón	$\gamma_{conc}$	2400	$\frac{kgf}{cm^3}$
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	$f_y$	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s$	2038901,78	$\frac{kgf}{cm^2}$
Peso específico del asfalto	$\gamma_{asf}$	2240	$\frac{kgf}{cm^3}$

Fuente: Autores (2023)

### – ARMADURA PARA LA LOSA

Las cargas resultantes para las armaduras se definen en la siguiente tabla:

**Tabla 3.9.** Momentos últimos de diseño para la losa.

Solicitaciones CSI Bridge	<i>tonnef * m</i>
Momento último negativo por resistencia	5,71
Momento último positivo por resistencia	3,95
Momento último negativo por servicio	3,34
Momento último positivo por servicio	2,41

Fuente: Autores (2023)

### – Cálculo de refuerzo negativo (Perpendicular al tráfico)

La armadura para el refuerzo negativo se determina a partir del momento último negativo por resistencia, para este caso es de  $M_u=5,71 \text{ ton}\cdot\text{m}$ , el recubrimiento a considerar es de 5 cm, la AASHTO LRFD, recomienda seguir la **tabla 5.10.1-1** para definir este valor. Tomando varillas de diámetro 16 mm y considerando una franja b de 1m de losa, determinamos el peralte efectivo y la profundidad del bloque de compresión de Whitney:

$$\begin{aligned}
 d_c &:= r_{neg} + \frac{d_b}{2} = 5.8 \text{ cm} & d &:= t_s - d_c = 14.2 \text{ cm} \\
 \text{Profundidad Whitney: } a &:= d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u,neg}}{\phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} & a &= 2.02 \text{ cm} \\
 \beta_1 &:= \max \left( \min \left( 0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{kgf}{cm^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85 & c &:= \frac{a}{\beta_1} = 2.38 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



El área de acero requerida se obtiene por la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \text{Ec.3.14 Cálculo del área de acero requerida}$$

$M_u$ : representa el momento último de diseño

$\phi_f$ : factor de reducción de resistencia a flexión = 0.9

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero

$d$ : peralte efectivo y  $a$ : profundidad del bloque de compresión siendo  $c$  la profundidad del eje neutro

El área de acero requerida es:	$A_{s1} := \frac{M_{u\_neg}}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 11.44 \text{ cm}^2$
Usando un diámetro de varilla:	$d_b = 16 \text{ mm}$
Con un área:	$A_b = 2.01 \text{ cm}^2$
El armado real:	$A_{s\_pr} := A_s(6, d_b) = 12.06 \text{ cm}^2$
Se verifica que:	$A_{s\_real} > A_{s\_req} \quad \text{CUMPLE}$
Usando 8 varillas de:	$d_b = 16 \text{ mm} : s_{neg} := \frac{A_b}{A_{s\_pr}} = 0.167$
La separación adoptada es:	$s_{neg} := \text{Trunc}(s_{neg} \cdot 100 \text{ cm}, 5 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

**Para el refuerzo principal negativo se debe usar 6 varillas con un diámetro de 16mm cada 15 cm.**

No requiere revisión por acero máximo pues la norma eliminó ese límite, sin embargo, debe verificarse que se esté cumpliendo con la cantidad de acero mínima que resista las solicitaciones respectivas que según la norma debe ser capaz de resistir:

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

En donde,

$M_n$ : representa el momento nominal resistente del acero.

**Se verifica la resistencia a flexión:**

$a := \frac{A_{s\_pr} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.13 \text{ cm}$	$\phi M_n := \phi_f \cdot A_{s\_pr} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 5.99 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
$Verif := \text{if}(\phi M_n > M_{u\_neg}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$	$Verif = \text{"Cumple"}$

También se debe verificar que cumpla con el refuerzo mínimo art. **5.6.3.3**, que para este caso debe cumplirse que el momento nominal por el factor de reducción de resistencia sea mayor al menor valor entre:

$$1.33 * M_u$$

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c \quad \text{Ec. 15. Momento crítico de la sección.}$$

$M_{cr}$ : representa el momento crítico de la viga

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 3.9. Módulo de rotura.}$$

$S_c$ : módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas.

$$S_c = \frac{b * t_s^2}{6} \quad \text{Ec. 3.10. Módulo de sección}$$

Siendo  $b$  el ancho de franja de losa de  $1m$  y  $t_s$  el espesor de la losa.

Módulo de rotura: $f_r := 2 * \sqrt{f'_c * \frac{kgf}{cm^2}} = 33.47 \frac{kgf}{cm^2}$	$S_c := \frac{b * t_s^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$
Momento crítico: $M_{cr} := 1.1 * f_r * S_c = 2.45 \text{ tonnef} \cdot m$	$1.33 * M_{u\_neg} = 7.59 \text{ (tonnef} \cdot m)$
$Verif := \text{if } (\phi M_n > \min(1.33 * M_{u\_neg}, M_{cr}), \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad Verif = \text{"Cumple"}$	

- Cálculo de refuerzo positivo para la losa de hormigón armado (Perpendicular al tráfico)

La armadura para el refuerzo positivo se determina a partir del momento último positivo por resistencia I, el recubrimiento adoptado es de 2.5 cm, la tabla **5.10.1-1** de la norma permite este valor para fondos de losas vaciadas in situ hasta barras no.11, el cálculo se lo realiza de manera similar al refuerzo negativo por lo que se muestra el área requerida, el armado real y las respectivas verificaciones.

$d_c := r_{pos} + \frac{d_b}{2} = 3.3 \text{ cm}$	$d := t_s - d_c = 16.7 \text{ cm}$	Franja de 1m: $b := 100 \text{ cm}$
Profundidad Whitney: $a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{u\_pos}}{\phi_f * 0.85 * f'_c * b}}$		$a = 1.14 \text{ cm}$
$\beta_1 := \max \left( \min \left( 0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{kgf}{cm^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$		$\phi := \frac{a}{\beta_1} = 1.35 \text{ cm}$

El área de acero requerida es:	$A_s := \frac{M_{u\_pos}}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 6.48 \text{ cm}^2$
Usando un diámetro de varilla:	$d_b = 16 \text{ mm}$
Con un área:	$A_b = 2.01 \text{ cm}^2$
El armado real:	$A_{s\_pr} := A_s (4, d_b) = 8.04 \text{ cm}^2$
Se verifica que:	$A_{s\_real} > A_{s\_req}$ <b>CUMPLE</b>
Usando 5 varillas de:	$d_b = 16 \text{ mm} : s_{pos} := \frac{A_b}{A_{s\_pr}} = 0.25$
La separación adoptada es:	$s_{pos} := \text{Ceil}(s_{pos} \cdot 100 \text{ cm}, 5 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

**Para el refuerzo principal positivo se debe usar 4 varillas con un diámetro de 16mm cada 25 cm.**

De igual manera se verifica la resistencia a la flexión y el refuerzo mínimo:

$q := \frac{A_{s\_pr} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.42 \text{ cm}$	$\phi M_n := \phi_f \cdot A_{s\_pr} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 4.86 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
$\text{Verif} := \text{if}(\phi M_n > M_{u\_pos}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$	<b>Verif = "Cumple"</b>

**Se verifica el refuerzo mínimo:**

Módulo de rotura: $f_r := 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 33.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$S_d := \frac{b \cdot t_s^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$
Momento crítico: $M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_d = 2.45 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	$1.33 \cdot M_{u\_pos} = 5.26 (\text{tonnef} \cdot \text{m})$
$\text{Verif} := \text{if}(\phi M_n > \min(1.33 \cdot M_{u\_neg}, M_{cr}), \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$	<b>Verif = "Cumple"</b>

- Acero de distribución (dirección secundaria paralela al tráfico)

La sección 9 de la norma específica que en la parte inferior de las losas se debe disponer de una armadura en la dirección secundaria, misma que debe ser calculada como porcentaje de la armadura principal y para el caso en el que la armadura principal es perpendicular al tráfico viene determinada por:

$$\frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\% A_s$$

$S$ : representa la longitud de tramo efectiva (distancia entre caras de la viga) y en tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales viene dado por:

$$S = S' - b_l \quad \text{Ec. 16. longitud de tramo efectiva.}$$

$S'$ : representa la separación entre vigas y  $b_l$  el ancho de losa

El acero de distribución obtenida para la losa es:

El área de acero requerida es:	$A_{req_{dist}} = 4.34 \text{ cm}^2$
Usando un diámetro de varilla:	$d_{bd} := 14 \text{ mm}$
Con un área:	$A_{bd} := 1.539 \text{ cm}^2$
El armado real:	$A_{s_{dist}} := A_s (4, d_{bd}) = 6.16 \text{ cm}^2$
Se verifica que:	$A_{s_{real}} > A_{s_{req}} \quad \text{CUMPLE}$
Usando 5 varillas de:	$s_{dist} := \frac{A_{bd}}{A_{s_{dist}}} = 0.25$
La separación adoptada es:	$s_{dist} := \text{Ceil}(s_{dist} \cdot 100 \text{ cm}, 1 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$
<b>Se debe usar 4 varillas con un diámetro de 14 mm cada 25 cm.</b>	

- Refuerzo de retracción y temperatura (dirección secundaria paralela al tráfico)

Para el refuerzo por retracción y temperatura la norma (**art. 5.10.8**) menciona que se deberá satisfacer las siguientes condiciones:

$$A_s = \frac{0.0018 \cdot B \cdot t_s}{2 \cdot (B + t_s)} \quad \text{Ec. 17. Fórmula para el acero por temperatura.}$$

$$\text{Siempre y cuando: } 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq A_s \leq 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$B$ : representa el ancho de la losa y  $t_s$  el espesor de la losa.

El área de acero requerida es:	$A_{temp_{req}} := \frac{0.0018 \cdot B \cdot t_s}{2 (B + t_s)} = 1.74 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
El área mínima es:	$A_{temp} := 2.33 \text{ cm}^2$
Usando un diámetro de varilla:	$d_{bt} := 12 \text{ mm}$
Con un área:	$A_{bt} := 1.13 \text{ cm}^2$
El armado real:	$A_{s_{temp}} := A_s (3, d_{bt}) = 3.39 \text{ cm}^2$
Se verifica que:	$A_{s_{real}} > A_{s_{req}} \quad \text{CUMPLE}$
Usando 3 varillas de:	$s_{temp} := \frac{A_{bt}}{A_{s_{temp}}} = 0.333$
La separación adoptada es:	$s_{temp} := \text{Trunc}(s_{temp} \cdot 100 \text{ cm}, 5 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
<b>Se debe usar 3 varillas de 12 mm cada 30 cm en la parte superior de la losa en la dirección del tráfico</b>	

- Revisión de fisuración por distribución de la armadura

La norma menciona que el estado límite de servicio está relacionado con tensiones, deformaciones y fisuración bajo condiciones regulares de operación por lo que las solicitaciones obtenidas por servicio serán las que tomadas en cuenta para revisar este apartado tanto para el refuerzo principal negativo como para el refuerzo principal positivo.

- Para el refuerzo principal negativo.

Al usar la sección agrietada y una franja correspondiente a la separación del acero negativo de 15cm, se determina el momento para dicha franja:

Momento de servicio I:	$M_{s\_neg} := M_{sMOP\_neg} = 3.34 \text{ tonnef} \cdot m$
Solicitación para una franja de $b := s_{neg} = 15 \text{ cm}$ ,	$M_{franja} := M_{s\_neg} \cdot b \cdot \frac{1}{m} = 0.501 \text{ tonnef} \cdot m$

En base al área homogenizada se calcula las propiedades para poder determinar el esfuerzo a tracción en el acero:

$d_s := r_{neg} + \frac{d_b}{2} = 5.8 \text{ cm}$	$d := t_s - d_c = 14.2 \text{ cm}$
Área de una varilla de $d_b = 16 \text{ mm}$ : $A_b = 2.01 \text{ cm}^2$	Relación modular: $n := \frac{E_s}{E_c} = 7.96$
Área homogeneizada: $nA_b := n \cdot A_b = 16.01 \text{ cm}^2$	
Tomando momentos respecto de la línea neutra:	
$h_1 := b \cdot h_1 \cdot \frac{h_1}{2} = nA_b \cdot (d - h_1)$	
$h_1 := \text{Round}(\max(h_1), 0.01 \text{ cm}) = 4.54 \text{ cm}$	$h_2 := d - h_1 = 9.66 \text{ cm}$
Momento de Inercia de la sección transformada.	
$I_{st} := \frac{b \cdot h_1^3}{3} + nA_b \cdot h_2^2 = 1961.63 \text{ cm}^4$	

La separación máxima se determina de la siguiente manera:

$$s_{max} = \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c \quad \text{Ec. 18. Separación máxima del refuerzo.}$$

$\gamma_e$ : representa el factor de exposición=0,75 Clase 2

$dc$ : espesor del recubrimiento desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo más cercano

$f_{ss}$ : esfuerzo de tracción en el acero en el estado límite de servicio

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 \cdot (h - dc)} \quad \text{Ec. 19. factor Beta para la separación}$$

$h$ : espesor total o profundidad del elemento

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo en el acero a tracción es: } f_{ss} &:= \frac{M_{franja} \cdot h_2}{I_{st}} \cdot n = 1966.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \beta_s &:= 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (t_s - d_c)} = 1.58 \\ \text{La separación máxima será: } s_{max} &:= \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \text{cm} - 2 \cdot d_c \quad s_{max} = 18.51 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como la separación adoptada de 15 cm es menor a la separación máxima calculada se cumple con la revisión por fisuración.

- Para el refuerzo principal positivo

Se deberá verificar de manera similar al refuerzo negativo por lo que para este caso al considerar la sección agrietada y una franja de 25cm el momento es 0.603 ton\*m, el área homogeneizada es de 16,01 cm<sup>2</sup>, se determina el esfuerzo a tracción y el factor beta para calcular la separación máxima se tiene:

$$\begin{aligned} d_c &:= r_{pos} + \frac{d_b}{2} = 3.3 \text{ cm} & d &:= t_s - d_c = 16.7 \text{ cm} \\ \text{Área de una varilla de } d_b = 16 \text{ mm: } A_b &= 2.01 \text{ cm}^2 & \text{Relación modular: } \eta &:= \frac{E_s}{E_c} = 7.96 \\ \text{Área homogeneizada: } nA_b &:= n \cdot A_b = 16.01 \text{ cm}^2 \\ h_1 &:= \text{Round}(\max(h_1), 0.01 \text{ cm}) = 4.03 \text{ cm} & h_2 &:= d - h_1 = 12.67 \text{ cm} \\ \text{Momento de Inercia de la sección transformada.} \\ I_{st} &:= \frac{b \cdot h_1^3}{3} + nA_b \cdot h_2^2 = 3115.08 \text{ cm}^4 \\ \text{Esfuerzo en el acero a tracción es: } f_{ss} &:= \frac{M_{franja} \cdot h_2}{I_{st}} \cdot n = 1954.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \beta_s &:= 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (t_s - d_c)} = 1.28 & \gamma_e &:= 0.75 \quad \text{Factor de exposición correspondiente a clase 2} \\ \text{La separación máxima será: } s_{max} &:= \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \text{cm} - 2 \cdot d_c & s_{max} &= 30.8 \text{ cm} \end{aligned}$$



Se verifica que cumpla con la resistencia a la flexión y con el refuerzo mínimo:

**Se verifica la resistencia a flexión:**

Con:  $M_u = 536.19 \text{ tonnef} \cdot m$

$$a := \frac{A_{s\_pr} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{efect}} = 9.93 \text{ cm}$$

$$\phi M_n := \phi_f \cdot A_{s\_pr} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 557.69 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Revisión := \text{if } (\phi M_n > M_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"})$$

$$Revisión = \text{"Cumple"}$$

**Se verifica el refuerzo mínimo:**

Módulo de rotura:  $f_r := 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 33.47 \frac{kgf}{cm^2}$

$$S_c := \frac{b_{efect} \cdot h^2}{6} = 853333.33 \text{ cm}^3$$

Momento crítico:  $M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_c = 314.14 \text{ tonnef} \cdot m$

$$1.33 \cdot M_u = 713.14 \text{ (tonnef} \cdot m)$$

$$Revisión := \text{if } (\phi M_n > \min(1.33 \cdot M_u, M_{cr}), \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"})$$

$$Revisión = \text{"Cumple"}$$

El refuerzo por retracción y temperatura se calcula de la siguiente manera:

**Área de acero requerida:**

$$A_{temp} := \left( \frac{0.0018 \cdot b_{viga} \cdot h}{2 (b_{viga} + h)} \right) \cdot m = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{temp} = 3.43 \text{ cm}^2 \quad \text{En cada cara de la viga}$$

**Usando un diámetro de varilla:**

$$d_b := 16 \text{ mm}$$

$$A_{bd} := 2.01 \text{ cm}^2$$

**Armado real:**

$$A_{s\_tmp} := A_s(2, 16 \text{ mm}) = 4.02 \text{ cm}^2$$

**Se debe usar 2 varillas de 16 mm.**

Para la viga también se debe revisar la fisuración por distribución de la armadura, mediante el momento ultimo de servicio, por lo que definiendo un diámetro para los estribos de 12mm y un recubrimiento=5cm, en primer lugar, se determina la armadura



de piel, que acorde al art. 5.7.3 de la norma se menciona que cuando la distancia  $dl$  calculada de la siguiente forma al usar varillas de 12 mm y un recubrimiento de 5 cm:

$$d_c := r + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 7.8 \text{ cm} \quad d_l := h - d_c = 152.2 \text{ cm}$$

Si esa distancia es mayor a 1 debe distribuirse uniformemente refuerzo longitudinal a lo largo de ambas caras en una distancia  $dl/2$  (cm) más cercana al refuerzo de tracción, el área de la armadura por piel  $A_{sk}$  se determina mediante la expresión:

$$0.1(dl - 76) \geq A_{sk} \leq \frac{A_s}{4}$$

Siendo  $A_s$  el área de acero principal de la viga y considerando un espaciamiento mínimo equivalente al menor valor de  $dl/6$  o 30 cm, siendo para este caso de 23,07 cm.

Área de acero requerida:	$A_{piel} := A_{sk} = 7.62 \text{ cm}^2$	
Usando un diámetro de varilla:	$d_{bp} := 16 \text{ mm}$	
	$A_{bp} := 2.01 \text{ cm}^2$	
Armado real:	$A_{s\_piel} := A_s (4, d_{bp}) = 8.04 \text{ cm}^2$	En cada cara de la viga
La separación es:	$S_{piel} := \frac{A_{bp}}{A_{s\_piel}} = 0.24992$	
	$s_{piel} := \text{Trunc}(S_{piel} \cdot 100 \text{ cm}, 2 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$	
	<b>Se debe usar 4 varillas de 16 mm .</b>	
$Revisión := \text{if}(5 \text{ cm} < s_{max}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$	$Revisión = \text{"Cumple"}$	

Para el caso de vigas es necesario revisar la fatiga, por lo que se le debe aplicar el camión de diseño con una separación constante entre sus ejes traseros, sin tomar en cuenta el factor de presencia múltiple, se tiene carga por fatiga de 114.81 ton\*m. El artículo 5.5.3, menciona que si el esfuerzo por fatiga es mayor al esfuerzo de tracción se debe considerar la sección fisurada.

$$f_{tracción} := 0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 13.39 \frac{kgf}{cm^2}$$

**Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de fatiga I.**

Momento por cargas permanentes,  $M_{DL} = 317.72 \text{ tonnef} \cdot m$

Esfuerzo de cargas permanentes + fatiga I:  $M'_{fat} := M_{DL} + M_{fat} = 432.53 \text{ tonnef} \cdot m$

Esfuerzo de cargas permanentes + fatiga I:  $f_{fat} := \frac{M'_{fat}}{S_c} = 50.69 \frac{kgf}{cm^2}$

$Verificacion := \text{if}(f_{fat} > f_{tracción}, \text{"Usar seccion fisurada"}, \text{"Usar seccion no fisurada"})$

$Verificacion = \text{"Usar seccion fisurada"}$

También debe verificarse los esfuerzos generados en la viga, en el cual el esfuerzo limite debe ser menor al rango máximo de esfuerzos que se generen en la viga por lo que:

**Esfuerzo en el refuerzo por carga viva:**

$$f_{LL} := \frac{M_{fat}}{A_{s\_pr} \cdot jd} = 810.82 \frac{kgf}{cm^2}$$

**ESFUERZO EN EL REFUERZO DEBIDO A CARGAS PERMANENTES**

**Esfuerzo en el refuerzo por cargas permanentes:**

$$f_{DL} := \frac{M_{DL}}{A_{s\_pr} \cdot jd} = 2243.78 \frac{kgf}{cm^2}$$

**RANGO MÁXIMO DE ESFUERZOS**

El esfuerzo mínimo, es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{min} := 0 + f_{DL} = 2243.78 \frac{kgf}{cm^2}$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{max} := f_{LL} + f_{DL} = 3054.6 \frac{kgf}{cm^2}$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$f := f_{max} - f_{min} = 810.82 \frac{kgf}{cm^2}$$

El rango limite es:

$$f_{limite} := 1825 \frac{kgf}{cm^2} - 0.37 \cdot f_{min} = 994.8 \frac{kgf}{cm^2}$$

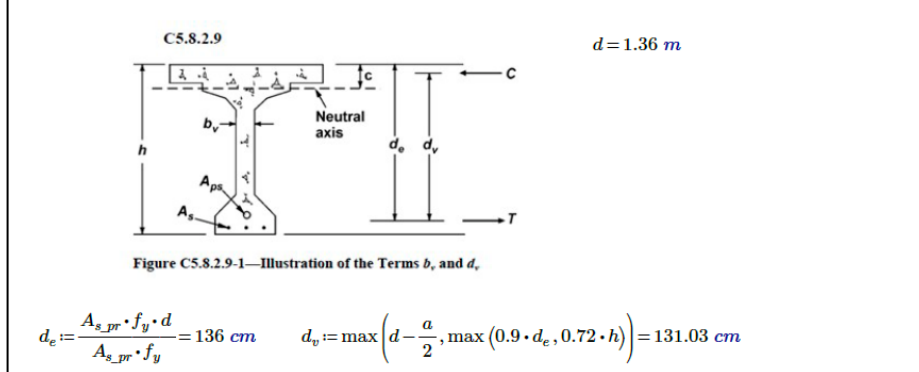
$Verificación := \text{if}(f_{limite} > f, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$

$Verificación = \text{"Cumple"}$

– Diseño por cortante

La fuerza cortante ultima que se da en la viga es de 102.33 tonnef, para el diseño por corte es necesario determinar la profundidad efectiva de corte:

$d_e$  = Profundidad efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza traccionante.



La determinación de la fuerza cortante que absorbe el concreto **art. 5.7.3.4.1** es de:

<b>Ancho efectivo del alma:</b>	$b_v := b_{viga} = 50 \text{ cm}$
<b>Profundidad efectiva de corte:</b>	$d_v = 131.03 \text{ cm}$
$V_c := 0.265 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot d_v \cdot b_v \quad V_c = 58.1 \text{ tonnef}$	

Para verificar si se requiere refuerzo transversal la norma dice que excepto para losas, zapatas y alcantarillas se debe comprobar que si:

**Teniendo:**

$$0.5 \cdot \phi_c \cdot V_c = 26.15 \text{ tonnef} \quad V_u = 102.33 \text{ tonnef}$$

$Chequeo := \text{if}(V_u > 0.5 \cdot \phi_c \cdot V_c, \text{"Requiere refuerzo transversal"}, \text{"No Requiere"})$

$Chequeo = \text{"Requiere refuerzo transversal"}$

$$V_u > 0.5 \cdot \phi_c \cdot V_c$$

El espaciamiento que debe llevar el refuerzo por corte no deberá exceder el espaciamiento máximo permitido art. (5.7.2.6), el cual viene determinado por:

Si  $v_u < 0.125(f'_c)$  caso 1

Se deberá tomar como espaciamiento máximo el menor valor entre:  $0.8 \cdot d_v$  y 60cm.

Si  $v_u > 0.125(f'_c)$  caso 2

Se deberá tomar como espaciamiento máximo el menor valor entre:  $0.4 \cdot d_v$  y 30 cm.

Esfuerzo cortante sobre el concreto:

$$v_u := \frac{V_u}{\phi_c \cdot b_v \cdot d_v} = 17.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.125 \cdot f'_c = 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo cortante cae en el caso (1) por lo que los estribos deberán tener el menor valor entre  $0.8 \cdot d_v = 104.83 \text{ cm}$  o  $60 \text{ cm}$ , por lo que se determina una separación máxima de  $60 \text{ cm}$ , para el diseño se adopta una separación de  $15 \text{ cm}$ .

Por último, debe verificarse que la resistencia nominal a cortante (5.7.3.3) sea mayor al cortante ultimo por lo que:

El área para dos ramas de corte:

$$A_v := 2 \cdot \left( \frac{\pi \cdot \phi_{\text{estribo}}^2}{4} \right) = 2.26 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante que resiste el Refuerzo:

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{S_{\text{adoptado}}} = 82.99 \text{ tonnef}$$

Resistencia Nominal a Corte:

$$\phi V_n := \phi_c \cdot \min(V_c + V_s, 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v) = 126.98 \text{ tonnef}$$

Fuerza cortante ultima:

$$V_u = 102.33 \text{ tonnef}$$

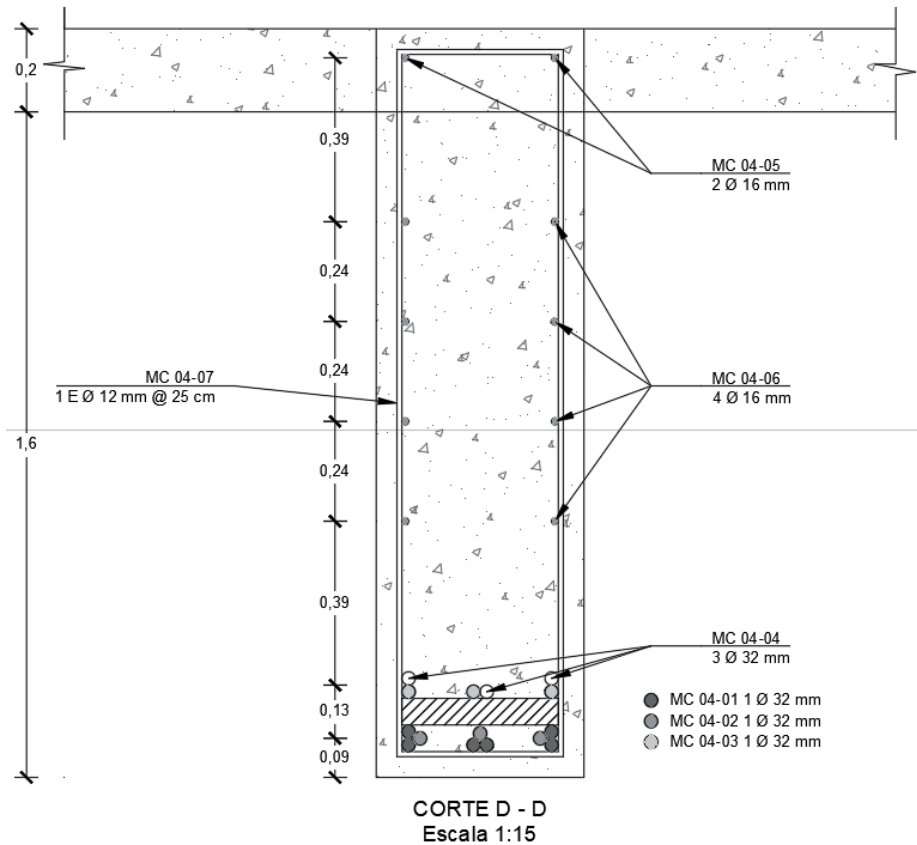
$$\text{Diseño} := \text{if}(V_u < \phi V_n, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Diseño} = \text{"Cumple"}$$

La armadura mínima que deberá llevar viene dada por la expresión, en la cual el área a usar debe ser:

$$A_{v\_min} := 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_v \cdot S_{\text{adoptado}}}{f_y} \quad (5.7.2.5-1) \quad A_{v\_min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Como el area adoptada es mayor al area minima se dispone usar estribos de  $12 \text{ mm}$  a una separacion de  $15 \text{ cm}$  en la zona confinada mientras que para el resto de la viga se debiera adoptar un espaciamiento mayor, mismo que se puede apreciar en los planos de la sección de anexos.

La siguiente figura muestra el armado respectivo que llevara la viga interna del tablero del puente:



**Figura 3.14.** Armado de la viga interior de hormigón armado.

Fuente: Autores (2023)

### – ARMADURA PARA LAS VIGAS EXTERIORES

El diseño correspondiente para las vigas exteriores se realizó de manera similar a la viga interior, por lo que se obtuvieron los momentos del CSI Bridge y se realizaron los cálculos correspondientes:

**Tabla 3.11.** Momentos últimos de diseño para las vigas exteriores.

Solicitaciones CSI Bridge	<i>tonnef * m</i>
Momento último positivo por Resistencia	562,31
Momento último positivo por Servicio	390,58
Momento último negativo por fatiga	116,26
Momento último por cargas permanentes	247,17

Fuente: Autores (2023)

El procedimiento de cálculo es similar a la viga interior, por lo que se va a simplificar únicamente a la determinación del armado para cada tipo acero que se requiere en la viga.

- Refuerzo principal de la viga

Se comprueba si la viga trabaja como viga T o rectangular que para este caso al tener  $a=17\text{cm}$  y  $t_s=20\text{ cm}$  se ha definido trabaja como viga rectangular. Se procede a calcular el acero como sigue:

Área de acero requerida:  $A_{s\_viga} := \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 113.69 \text{ cm}^2$

Usando un diámetro de varilla:

$d_{bd} := 32 \text{ mm}$   
 $A_{bd} := 8.043 \text{ cm}^2$

Armado real:  $A_{s\_pr} := A_s(15, 32 \text{ mm}) = 120.64 \text{ cm}^2$

$A_{s\_requerido} < A_{s\_real}$  **CUMPLE**

**Se debe usar 15 varillas de 32 mm.**

Usar varillas de  $\phi_{varilla} := 32 \text{ mm}$

- Acero por retracción y temperatura

En base a la ecuación 22 se determina el acero de refuerzo correspondiente:

Área de acero requerida:  $A_{temp} := \frac{0.0018 \cdot b_{viga} \cdot h}{2 (b_{viga} + h)} = 3.43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$A_{temp} = 3.43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  En cada cara de la viga

Usando un diámetro de varilla:

$d_b := 16 \text{ mm}$   
 $A_{bd} := 2.01 \text{ cm}^2$

Armado real:  $A_{s\_tmp} := A_s(2, 16 \text{ mm}) = 4.02 \text{ cm}^2$

**Se debe usar 2 varillas de 16 mm.**

- Armadura de piel

Para el caso de las vigas de igual manera se requiere llevar armadura de piel pues el valor de  $dl=1,52\text{ m}$  es mayor a  $1\text{m}$ .

Área de acero requerida:  $A_{psiel} := A_{sk} = 7.62 \text{ cm}^2$

Usando un diámetro de varilla:

$d_{bp} := 16 \text{ mm}$   
 $A_v := 2.01 \text{ cm}^2$

Armado real:  $A_{s\_psiel} := A_s(4, d_{bp}) = 8.04 \text{ cm}^2$

La separación es:  $S_{psiel} := \frac{A_{bp}}{A_{s\_psiel}} = 0.24992$

$s_{psiel} := \text{Trunc}(S_{psiel} \cdot 100 \text{ cm}, 2 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$

Se debe usar 4 varillas de 16 mm.

Se verifica también el rango máximo de esfuerzos y se comprueba que no supere el esfuerzo límite que se produce:

El rango máximo de esfuerzos es:  $f := f_{max} - f_{min} = 768.21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

El rango límite es:  $f_{limite} := 1825 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.37 \cdot f_{min} = 1048.21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Verificación := if ( $f_{limite} > f$ , "Cumple", "Revisar") Verificación = "Cumple"

– Refuerzo por cortante

Para las vigas exteriores se tiene un cortante último de diseño igual a 103.43 toneladas, se determina la profundidad efectiva de corte:

C5.8.2.9  $d = 1.36 \text{ m}$

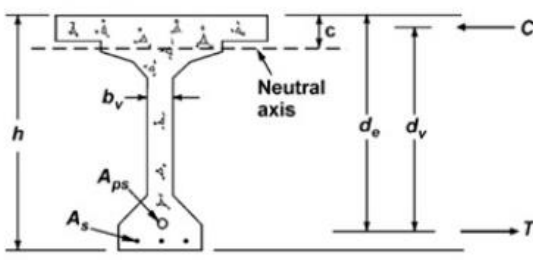


Figure C5.8.2.9-1—Illustration of the Terms  $b_v$  and  $d_e$

$d_e := \frac{A_{s\_pr} \cdot f_y \cdot d}{A_{s\_pr} \cdot f_y} = 136 \text{ cm}$   $d_v := \max\left(d - \frac{a}{2}, \max(0.9 \cdot d_e, 0.72 \cdot h)\right) = 130.68 \text{ cm}$

Se determina el cortante que absorbe el concreto y se verifica si se requiere o no refuerzo transversal en la viga:

**Teniendo:**

$$0.5 \cdot \phi_c \cdot V_c = 26.08 \text{ tonnef} \quad V_u = 103.43 \text{ tonnef}$$

$$\text{Chequeo} := \text{if} (V_u > 0.5 \cdot \phi_c \cdot V_c, \text{"Requiere refuerzo transversal"}, \text{"No Requiere"})$$

$$\text{Chequeo} = \text{"Requiere refuerzo transversal"}$$

Tomando estribos de 12 mm y una separación de 15cm se verifica que la resistencia nominal no sea superada por el cortante último que se produce en la viga:

El área para dos ramas de corte:  $A_v := 2 \cdot \left( \frac{\pi \cdot \phi_{\text{estribo}}^2}{4} \right) = 2.26 \text{ cm}^2$

Fuerza cortante que resiste el Refuerzo:  $V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{S_{\text{adoptado}}} = 82.76 \text{ tonnef}$

Resistencia Nominal a Corte:  $\phi V_n := \phi_c \cdot \min (V_c + V_s, 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v) = 126.64 \text{ tonnef}$

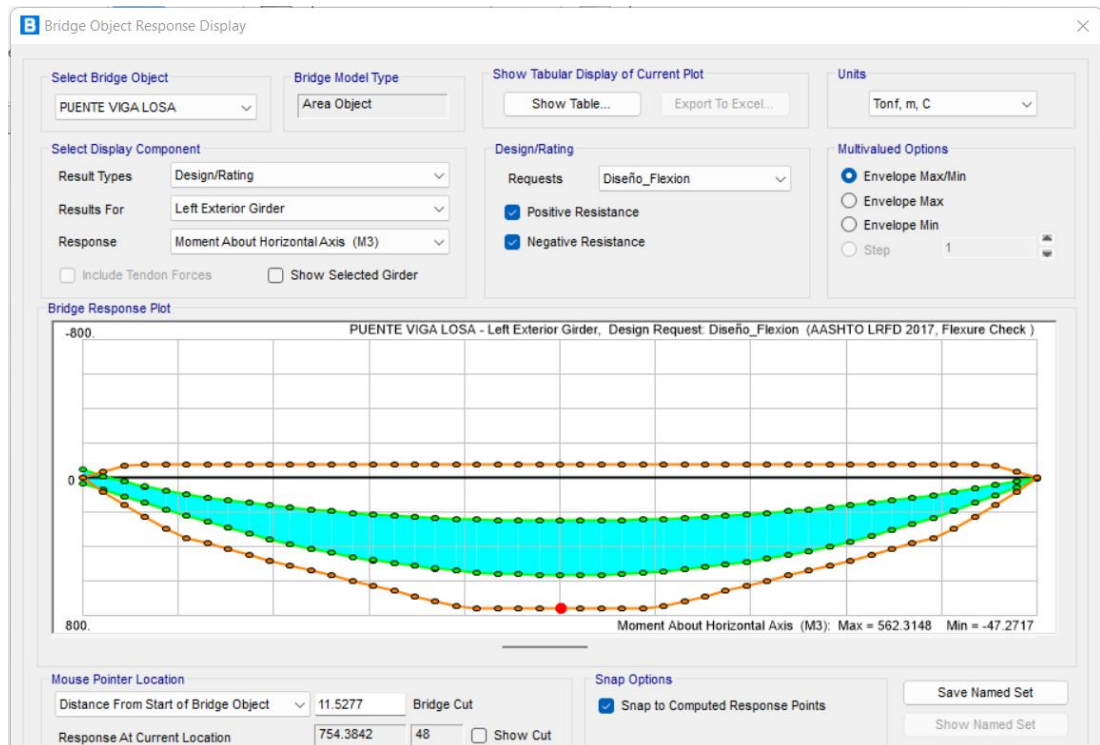
Fuerza cortante ultima:  $V_u = 103.43 \text{ tonnef}$

$$\text{Diseño} := \text{if} (V_u < \phi V_n, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Diseño} = \text{"Cumple"}$$

Con todos estos aceros calculados el armado de las vigas exteriores se puede revisar en la sección de los Anexos.

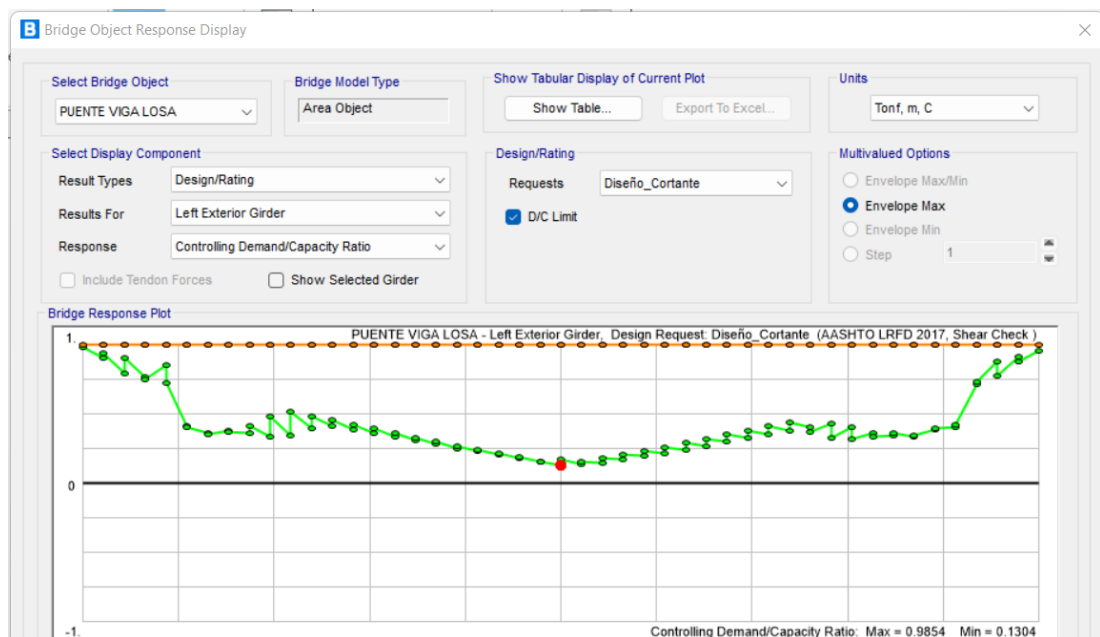
Como la cantidad de acero calculada es para el momento máximo de la viga, mismo que se produce en el centro, para las demás zonas del tablero puede optimizarse el diseño por lo que ingresando el acero calculado en el software CSI Bridge se pudo corregir y definir una cantidad de acero más apropiada que resulta en un ahorro de recursos, las siguientes figuras muestran el chequeo del diseño a flexión y el diseño a cortante para la viga externa e interna respectivamente:





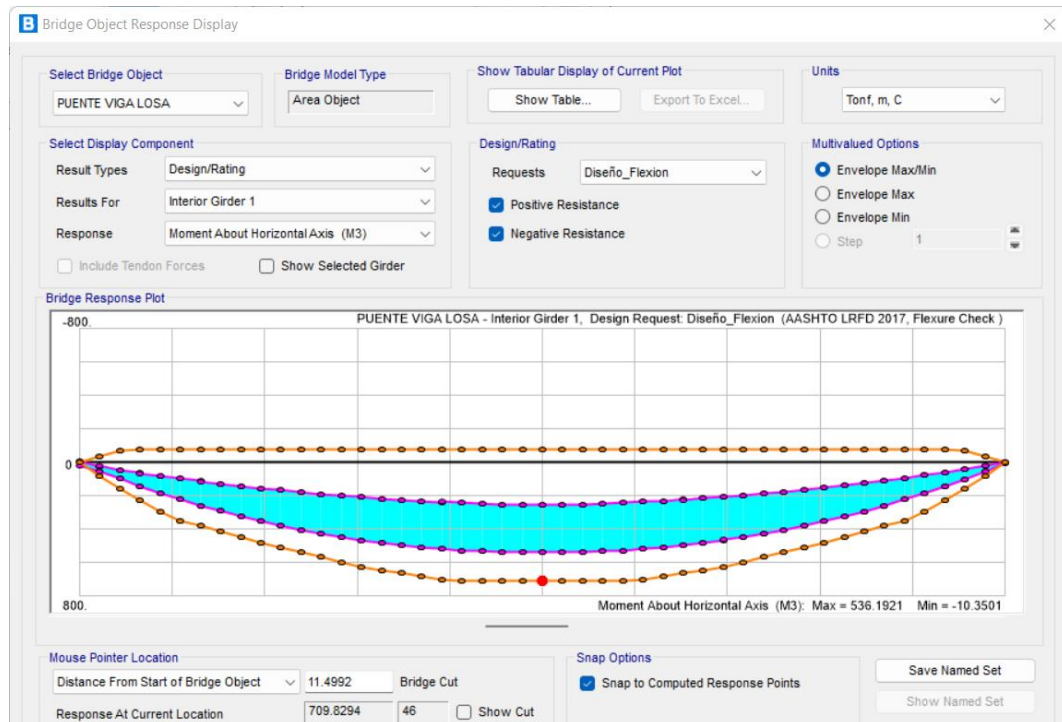
**Figura 3.15.** Revisión del diseño a flexión en la viga externa.

Fuente: Autores (2023)



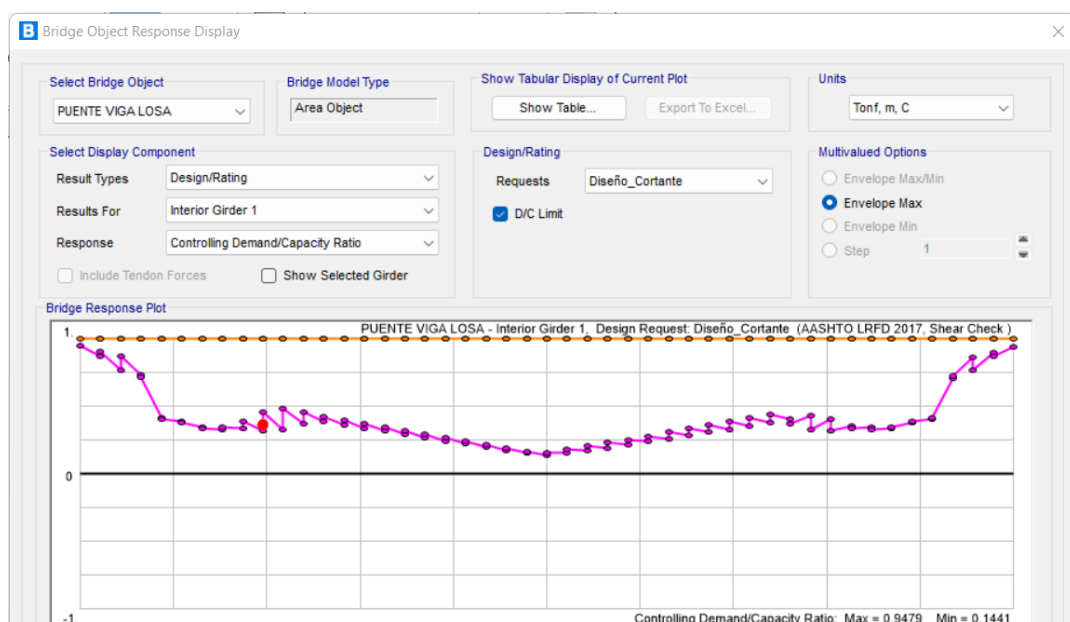
**Figura 3.16.** Revisión del diseño a cortante en la viga externa.

Fuente: Autores (2023)



**Figura 3.17.** Revisión del diseño a flexión en la viga interna.

Fuente: Autores (2023)



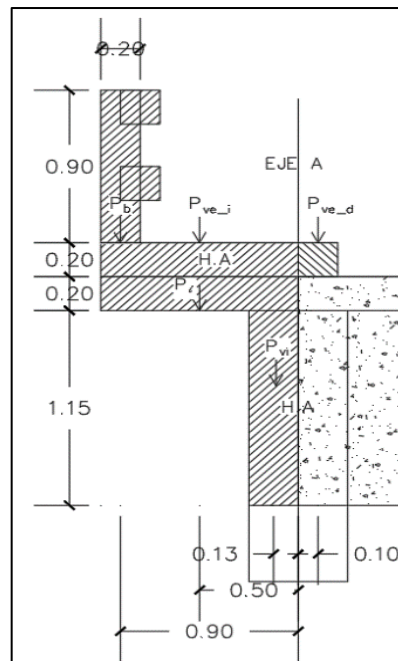
**Figura 3.18.** Revisión del diseño a cortante en la viga externa.

Fuente: Autores (2023)

### 3.1.8 Diseño de diafragmas

Manterola en su publicación de puentes define los diafragmas como “una rigidización transversal de la viga a la que se encomienda, además, la rigidización de la sección transversal del tablero, contribuyendo a su capacidad de reparto transversal de torsión y de control de la distorsión”. Los diafragmas pueden ser diseñados como vigas transversales aplicando las cargas sobre el ancho del diafragma.

Se ha optado por tomar como dimensiones del diafragma una base de 0,25cm y un peralte equivalente a los  $\frac{3}{4}$  del peralte de la viga dando como resultado una altura de 1,35 cm. El primer paso para el diseño es determinar la carga muerta que recibirá el diafragma por lo que en base al esquema de la siguiente figura se calcula los momentos respectivos:



**Figura 3.19.** Distribución de cargas en el tablero

Fuente: Autores (2023)

Teniendo:

$$riel := 1.675 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot \gamma_{conc} \cdot 12 \cdot 2 = 3859.2 \text{ kgf}$$

$$postes := 0.2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 0.9 \text{ m} \cdot \gamma_{conc} \cdot 14 = 1209.6 \text{ kgf}$$

Peso de cada elemento:

$$P_{ve_i} := 0.20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot b_d \cdot \gamma_{conc} = 120 \text{ kgf}$$

$$P_b := \frac{(riel + postes)}{23 \text{ m}} \cdot b_d = 55.096 \text{ kgf}$$

$$P_{ve_d} := 0.20 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot b_d \cdot \gamma_{conc} = 24 \text{ kgf}$$

$$P_l := 0.20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot b_d \cdot \gamma_{conc} = 120 \text{ kgf}$$

$$P_{vi} := 0.25 \text{ m} \cdot 1.15 \text{ m} \cdot b_d \cdot \gamma_{conc} = 172.5 \text{ kgf}$$

Peso Total:

$$P_T := P_b + P_l + P_{ve_i} + P_{ve_d} + P_{vi} = 0.492 \text{ tonnef}$$

Momento en el eje A debido al volado

$$M_b := P_b \cdot 0.9 \text{ m} = 49.586 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_l := P_l \cdot 0.5 \text{ m} = 60 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ve\_i} := P_{ve\_i} \cdot 0.5 \text{ m} = 60 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ve\_d} := P_{ve\_d} \cdot -0.1 \text{ m} = -2.4 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

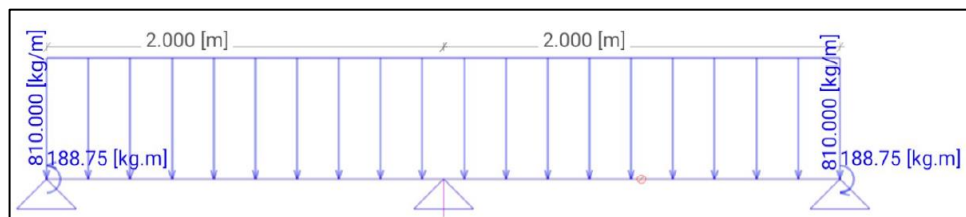
$$M_{vi} := P_{vi} \cdot 0.125 \text{ m} = 21.563 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M := M_b + M_l + M_{ve\_i} + M_{ve\_d} + M_{vi} = 188.749 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

También se calcula el momento por peso propio del diafragma:

$$w_{pp} := b_d \cdot h_d \cdot \gamma_{conc} = 810 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

El siguiente punto es aplicar estas solicitaciones y resolver la viga por lo que se tiene:



**Figura 3.20.** Viga diafragma con las cargas aplicadas.

Fuente: Autores (2023)

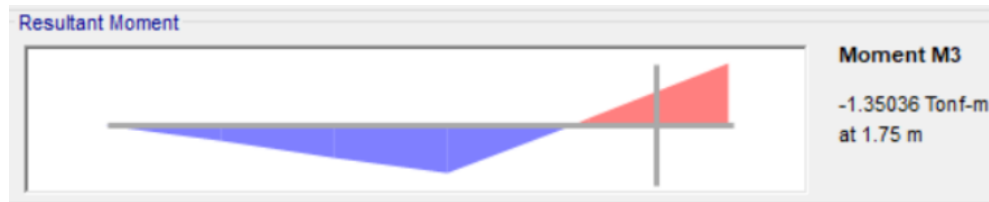
El momento total que se obtiene por carga muerta es de 0.127 ton\*m.



**Figura 3.21.** Momento por carga muerta en el diafragma.

Fuente: Autores (2023)

También se debe considerar el momento por carga viva y el efecto de la carga dinámica por lo que se debe aplicar el peso del camión de diseño, obtener su momento aplicar la combinación de carga correspondiente para así obtener el momento ultimo negativo total:



**Figura 3.22.** Momento por carga viva y efecto dinámico.

Fuente: Autores (2023)

Se tiene un momento por carga viva de 1,35 ton\*m, se aplica los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia para obtener el momento final por carga viva, se aplica la combinación critica obteniendo el momento ultimo de diseño:

$$M_{LL\_IM\_neg} := 1.35036 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{LL\_IM\_neg} := M_{LL\_IM\_neg} \cdot 1 \cdot 1.33 = 1.796 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$n := 1$$

$$Mu\_ne := n \cdot (1.25 \cdot M_{DC\_neg} + 1.75 \cdot M_{LL\_IM\_neg}) = 3.302 \text{ tonnef} \cdot m$$

En base a este momento se calcula el acero de refuerzo que debe llevar el diafragma y se verifica la resistencia a flexión:

$$r := 5 \text{ cm}$$

$$\phi_{As\_losa} := 12 \text{ mm} \quad \phi_{estribo} := 10 \text{ mm} \quad \phi_{neg} := 12 \text{ mm}$$

$$z := r + \phi_{As\_losa} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{neg}}{2} = 7.8 \text{ cm}$$

$$d := h_d - z = 127.2 \text{ cm}$$

$$N_b := 2$$

$$A_s(N_b, \phi_{neg}) := N_b \cdot \left( \frac{\pi \cdot \phi_{neg}^2}{4} \right)$$

Realizar el armado real:

$$A_{s\_neg} := A_s(N_b, \phi_{neg}) = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s\_neg} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_d} = 1.597 \text{ cm}$$

$$M_u := 0.9 \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \cdot A_{s\_neg} = 10.808 \text{ tonnef} \cdot m$$

Revisión := if ( $M_u > M_{u\_neg}$ , "Cumple", "Revisar")      Revisión = "Cumple"

Se deben usar 2 barras de diámetro 12mm.

También se verifica el refuerzo mínimo:

Módulo de rotura:  $f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 33.634 \frac{kgf}{cm^2}$

$S_c := \frac{b_d \cdot h_d^2}{6} = 75937.5 \text{ cm}^3$

Momento crítico:  $M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_c = 28.095 \text{ tonnef} \cdot m$

$1.33 \cdot Mu_{ne} = 4.392 \text{ (tonnef} \cdot m)$

$Revisión := \text{if}(M_u > \min(1.33 \cdot Mu_{ne}, M_{cr}), \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$

Revisión = "Cumple"

De igual manera se determinó el momento positivo por carga muerta y viva y se determina su momento último mediante la combinación crítica:

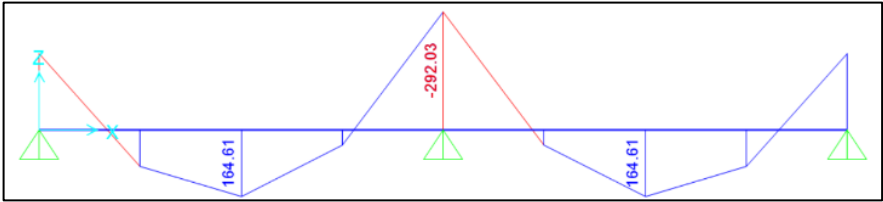


Figura 3.23. Diagrama de momento por carga muerta para el diafragma.

Fuente: Autores (2023)

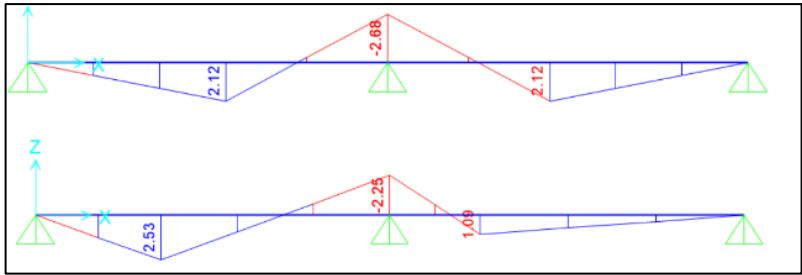


Figura 3.24. Diagrama de momento por carga viva para el diafragma.

Fuente: Autores (2023)

Carga muerta (DC):	Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):
$M_{DC\_pos} := 164.61 \text{ kgf} \cdot m$	$M_{LL\_IM\_pos} := 2.53 \text{ tonnef} \cdot m$
	$M_{LL\_IM\_pos} := M_{LL\_IM\_pos} \cdot 1 \cdot 1.33 = 3.365 \text{ tonnef} \cdot m$
$n := 1$	
$Mu_{po} := n \cdot (1.25 \cdot M_{DC\_pos} + 1.75 \cdot M_{LL\_IM\_pos}) = 6.094 \text{ tonnef} \cdot m$	

Para este caso se usará la misma cantidad de acero para momento negativo pues su momento fue mayor al obtenido por lo que de igual manera se dispondrá de 2 varillas diámetro 12mm.

Para el refuerzo por temperatura que se requiere se le asignará 1 varilla de 10mm en cada cara. El armado de piel se determina a continuación:

$$\phi_{piel} := 10 \text{ mm} \quad A_{sk} = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$N_b := 1$$

$$A_s(N_b, \phi_{piel}) := N_b \cdot \left( \frac{\pi \cdot \phi_{piel}^2}{4} \right)$$

Realizar el armado real:

$$A_{s-piel} := A_s(N_b, \phi_{piel}) = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$Diseño := \text{if}(A_{s-piel} > A_{sk}, \text{"Adecuado"}, \text{"Revisar"}) \quad Diseño = \text{"Adecuado"}$$

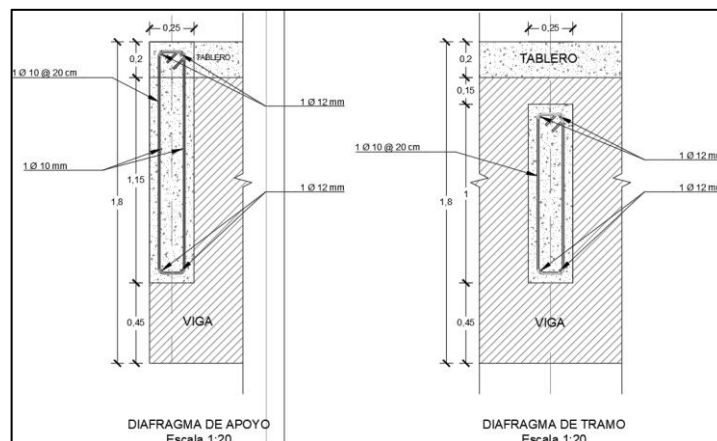
Para el cortante calculado de 12.24 tonnef se dispondrá varillas de 10mm espaciadas cada 20 cm. Se debe verificar que la resistencia nominal sea mayor al cortante ultimo por lo que para este caso el diseño es correcto.

Cortante resistente total

$$\phi_c := 0.9$$

$$\phi V_n := \phi_c \cdot V_n = 63344.519 \text{ kgf} \quad V_u = 13241.277 \text{ kgf}$$

$$Diseño := \text{if}(V_u < \phi V_n, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad Diseño = \text{"Cumple"}$$



**Figura 3.25.** Armado para el diafragma de apoyo y para el diafragma de tramo.

Fuente: Autores (2023)

### 3.1.9 Dispositivo de apoyo

Los dispositivos de apoyo para puentes también denominados apoyos elastoméricos de neopreno, son elementos que se ubican entre las vigas y los estribos del puente, su función es transmitir cargas, permitir desplazamientos y rotaciones. La AASHTO

LRFD en su sección 14, especifica que su diseño se lo realiza dependiendo del tipo de apoyo a colocar, para este caso se considera un apoyo de elastómero reforzado con acero, mismo que puede ser diseñado ya sea por el método A o el método B especificado en el artículo (14.7.5), cabe recalcar que todos los artículos mencionados durante el diseño del apoyo tomarán como referencia la misma normativa ya mencionada.

– Diseño del apoyo elastomérico

1) Área del elastómero (LxW)

Para determinar el área requerida para el elastómero se requiere conocer las cargas muertas y la carga viva a la que está sometida la estructura siendo 43580 kg para la carga muerta, 1290 kg por capa de asfalto y 30930 kg por carga viva dando un total de 75800 kg.

De la normativa, en el punto 14.7.6.3.2-8 se especifica que los apoyos de elastómero reforzados con acero deben ser diseñados con la siguiente disposición:

$$\sigma_s \leq 8.6 \text{ MPa}$$

En donde,

$\sigma_s$ : representa el esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total de las combinaciones de carga aplicables

El área requerida viene dada por la relación entre el peso total y el esfuerzo de compresión promedio, adoptando un ancho de elastómero igual al ancho de la viga, se calcula la otra dimensión del elastómero y el área real que tendrá la sección:

Cálculo del área requerida:

$$\sigma_s := 87.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad P_T = 75800 \text{ kgf}$$

$$A_{req} := \frac{P_T}{\sigma_s} = 862 \text{ cm}^2$$

Teniendo una viga cuyas características son:

$$b_v := 50 \text{ cm} \quad W := b_v = 50 \text{ cm}$$

$$L_{req} := \frac{A_{req}}{W} = 17.247 \text{ cm} \quad (\text{A lo largo de la longitud de la viga})$$

Adoptamos unas dimensiones L y W para calcular el área:

$$L := 20 \text{ cm} \quad y \quad W = 50 \text{ cm}$$

$$A_{real} := L \cdot W = 1000 \text{ cm}^2$$



Una vez se ha calculado el área real, la primera comprobación que se debe hacer es que dicha área debe ser mayor al área requerida por lo que en este caso cumple.

## 2) Deformación por corte ( $\Delta_s$ )

La deformación por corte representa el desplazamiento horizontal que tendrá la superestructura debido a cambios de temperatura y la contracción por el fraguado del hormigón. La deformación por temperatura, en el **Art. 3.12.2.3** de la normativa viene expresada mediante la relación:

$$\Delta_t = \alpha * L * (T_{max\_diseño} - T_{min\_diseño}) \quad \text{Ec. 20. Deformación por cambios de temperatura.}$$

$\alpha$ : representa el coeficiente de expansión térmica ( $mm/mm/^{\circ}C$ ) en el artículo 5.4.2.2 se menciona que a falta de datos más precisos pueden usarse  $10,8 \cdot 10^{-6}$ .

$L$ : representa la longitud de expansión ( $mm$ )

$T_{max}$  y  $T_{min}$ : representan las temperaturas de la zona de estudio

Por Temperatura:

$$t_{insta} := 22 \text{ }^{\circ}C \quad t_{inf} := 2 \text{ }^{\circ}C$$

$$\Delta_t := t_{insta} - t_{inf} = 20 \text{ }^{\circ}C$$

$$Luz := 2300 \text{ cm}$$

$$\alpha := 10.8 \cdot 10^{-6} \frac{1}{^{\circ}C}$$

$$\Delta_{t\_pos} := Luz \cdot \alpha \cdot \Delta_t = 0.497 \text{ cm} \quad \Delta_{t\_neg} := Luz \cdot \alpha \cdot \Delta_t = 0.497 \text{ cm}$$

Por otra parte, para las deformaciones por contracción del hormigón la normativa recomienda en el art. **5.4.2.3.1** que cuando no se cuente con los suficientes datos puede suponerse un coeficiente de contracción de 0.0002 a los 28 días de curado, quedando la expresión de cálculo de la siguiente manera:

$$\Delta_{cont} = c_c * L \quad \text{Ec. 21. Deformación por contracción del hormigón.}$$

En donde,

$c_c$ : coeficiente de contracción del hormigón

$L$ : Longitud de expansión ( $mm$ )

Además de estos dos factores, se debe incluir también un factor de carga de temperatura el cual se encuentra en la tabla **3.4.1-1** de la norma. Dicho factor adoptado es de 1.20.

Por contracción del hormigón:

$$L_{uz} = 23 \text{ m}$$

$$c_c := 0.0002$$

$$\Delta_{cont} := c_c \cdot L_{uz} = 0.46 \text{ cm}$$

Deformación total:

$$\gamma_{TU} := 1.2$$

$$\Delta_s := \gamma_{TU} \cdot (\Delta_{t_{pos}} + \Delta_{t_{neg}} + \Delta_{cont}) = 1.744 \text{ cm}$$

### 3) Espesor requerido del elastómero ( $h_{rt}$ )

Para apoyos elastoméricos reforzados con aceros se menciona en el art. **14.7.6.3.4-1** que el espesor requerido debe cumplir con la siguiente condición:

$$h_{rt} \geq 2 \cdot \Delta_s$$

$$h_{rt} \geq 2 \cdot \Delta_s$$

$$h_{rt} := 2 \cdot \Delta_s = 3.489 \text{ cm}$$

### 4) Factor de forma en una capa interior de neopreno ( $S_i$ )

Considerando un neopreno de dureza grado 60, cuyo módulo de cortante es  $G=0.90$  MPa, según se indica en la tabla **14.7.6.2-1** de la norma y aplicando la siguiente relación se obtiene el factor de forma mínimo:

$$S_{i_{min}} \geq \frac{\sigma_s}{1.25 \cdot G}$$

Siendo:

$$\text{(Dureza 60)} \quad G := 9.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \frac{P_T}{A_{real}} = 75.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Con: } \sigma_s \leq 1.25 \cdot G \cdot S_i \quad \text{----->} \quad S_{i_{min}} \geq \frac{\sigma_s}{1.25 \cdot G}$$

$$S_{i_{min}} := \frac{\sigma_s}{1.25 \cdot G} = 6.635$$

5) Grosor de una capa interior del elastómero ( $h_{ri}$ )

Partiendo de la expresión **14.7.5.1-1**, se puede calcular el grosor para una capa interior del apoyo, con el grosor calculado se calcula el factor de forma y se comprueba que sea mayor al factor de forma mínimo del inciso anterior.

$$S_i \geq \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)}$$

Como:

$$S_i \geq \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} (L + W)} \longrightarrow h_{ri} \leq \frac{L \cdot W}{2 \cdot S_i (L + W)}$$

$$h_{ri} := \frac{L \cdot W}{2 \cdot S_{i\_min} \cdot (L + W)} = 1.08 \text{ cm} \longrightarrow h_{ri} \leq 1.03 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adoptado:  $h_{ri} := 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

Al aplicar el grosor adoptado el factor de forma para una capa interior es:

$$S_{i\_adoptado} := \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} \cdot (L + W)} = 7.143$$

El factor de forma adoptado es mayor al factor de forma mínimo por lo que se puede seguir con el diseño, además se plantea usar 3 capas internas lo cual deberá verificarse acorde a las condiciones que plantea la norma, la cual indica que debe cumplirse que:

$$\frac{S_{i\_adoptado}^2}{\text{numero de capas}} < 20$$

Para este caso, dicha relación da un valor de 17.007, por lo cual se cumple con la condición dada.

6) Grosor de las capas exteriores del elastómero ( $h_{re}$ )

Para las capas exteriores del elastómero se indica en el art. **14.7.6-1** que los espesores para las capas exteriores no deben exceder más del 70 por ciento del grosor de las capas internas, que matemáticamente se expresa como:

$$h_{re} \leq 0.7 * h_{ri}$$

Además, debe calcularse el factor de forma respectivo para las capas exteriores:

$$h_{re} \leq 0.7 h_{ri} \quad (14.7.6-1)$$

$$h_{re} := 0.7 (h_{ri}) = 0.7 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_{re} \leq 0.7 \text{ cm}$$

$$h_{re\_adop} := 0.7 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$$

Con este grosor de capa, su factor de forma es:

$$S_{e\_adoptado} := \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{re\_adop} \cdot (L + W)} = 10.204$$

### 7) Espesor total del elastómero ( $h_{rt}$ )

El espesor total del elastómero se calcula mediante la suma de los espesores obtenidos para las 2 capas exteriores y los espesores para las capas interiores que para este caso se requieren 3 pues la norma aclara que si el espesor de capa exterior es mayor que la mitad del grosor de la capa interior debe añadirse 0.5 por cada capa exterior.

g) Numero de capas interiores (n)

Siendo:

$$h_{rt} = n \cdot h_{ri} + 2 \cdot h_{re} \quad \longrightarrow \quad n := \frac{h_{rt} - 2 \cdot h_{re\_adop}}{h_{ri}} = 2.089$$

$$n := 3$$

El espesor total del elastómero se determina a continuación:

$$h_{rt} := n \cdot h_{ri} + 2 \cdot h_{re\_adop} = 4.4 \text{ cm}$$

### 8) Cálculo del espesor para las placas de refuerzo ( $h_s$ )

El refuerzo mínimo según la AASHTO LRFD 2017 debe tener un espesor de 1.5 mm y este debe satisfacer las siguientes relaciones, las mismas se encuentran en el art. **14.7.5.3.5** de la norma.

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{ri} \cdot \sigma_s}{F_y} \quad (\text{Para el estado límite de servicio})$$

$$h_s \geq \frac{2 \cdot h_{ri} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (\text{Para el estado límite de fatiga})$$

*hs: representa el espesor de la placa de acero*

$h_{ri}$ : espesor de las capas internas del elastómero

$\sigma_s$ : representa el esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total de las combinaciones de carga aplicables

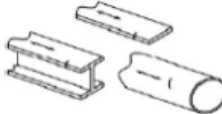
$F_y$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$\sigma_L$ : representa el esfuerzo de compresión promedio debido a la carga viva

$\Delta F_{TH}$ : umbral de fatiga de amplitud constante para la categoría A según la tabla:

**Tabla 3.12.** Valor del umbral de fatiga de amplitud para la categoría A

Tabla 6.6.12.3.1 — Categorías para diseño a fatiga inducida por carga

Descripción	Categoría del detalle	Constante A	Umbral $(\Delta F)_{TH}$ MPa	Punto de inicio de grieta potencial	Ejemplos ilustrativos
<b>Sección 1 – Material en zonas alejadas de soldaduras</b>					
1.1 — Metal base, excepto acero autoprotegido sin pintar, con acabado de laminación o limpieza superficial. Bordes cortados con llama con un valor de rugosidad superficial de 25 micras o menos, pero sin esquinas entrantes.	A	$250 \times 10^5$	165.4	Alejado de cualquier soldadura o conexión estructural	

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

Estado límite de Servicio:	Estado límite de Fatiga:
$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{F_y}$ $h_{max} := h_{ri} = 1 \text{ cm}$ $\sigma_s = 75.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $F_y := 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $h_{s,1} := \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{F_y} = 0.899 \text{ mm}$	$h_s \geq \frac{2 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$ $h_{max} = 1 \text{ cm}$ $\sigma_L := \frac{P_{LL}}{A_{real}} = 30.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\Delta F_{TH} := 1687 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 165.438 \text{ MPa}$ $h_{s,2} := \frac{2 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.367 \text{ mm}$
Se adopta:	
$h_s := 2 \text{ mm} = 0.2 \text{ cm}$	

Como el espesor ( $h_s$ ) adoptado de la placa de acero de 2mm es mayor a 1.5mm que especifica la norma, se continúa con el diseño, obteniendo el espesor total del dispositivo de apoyo.

$$H := h_{rt} + (n + 1) \cdot h_s = 5.2 \text{ cm}$$

9) Comprobaciones del diseño, anclaje y rotación del dispositivo

– Verificación de la estabilidad del dispositivo

Para la estabilidad, acorde al art. **14.7.6.3.6** de la norma, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor entre las siguientes condiciones:

$$\frac{L}{3} \quad \text{y} \quad \frac{W}{3}$$

*L: es la dimensión en planta del apoyo paralela al eje longitudinal del puente*

*W: dimensión en planta del apoyo paralela al eje transversal del puente*

<u>Comprobación:</u>			
Teniendo: $H = 5.2 \text{ cm}$			
con:			
$\frac{W}{3} = 16.667 \text{ cm}$	$H \leq \frac{W}{3}$	<u>Cumple.</u>	
$\frac{L}{3} = 6.67 \text{ cm}$	$H \leq \frac{L}{3}$	<u>Cumple.</u>	

- Verificación del esfuerzo de compresión por carga total  $\sigma_s$

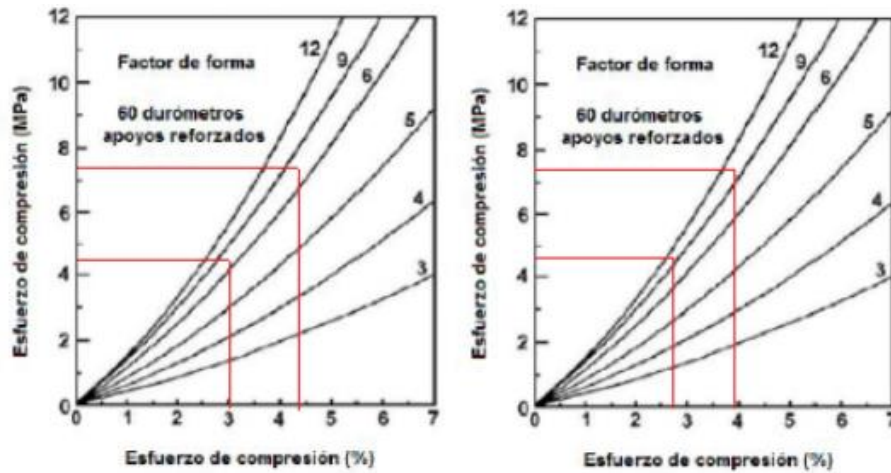
Las condiciones a evaluarse en este inciso hacen referencia al art. **14.7.6.3.2-7** y **14.7.6.3.2-8**:

$$\sigma_s \leq 8.6 \text{ MPa} \quad \text{y} \quad \sigma_s \leq 1.25 * G * S_i$$

$\sigma_s = 75.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$			
(1)	$1.25 * G * S_{i\_adoptado} = 81.607 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_s \leq 1.25 G * S_{i\_adoptado}$	<u>Cumple.</u>
(2)	$8.6 \text{ MPa} = 87.696 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_s \leq 87.696 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	<u>Cumple.</u>

- Deformaciones por compresión en el dispositivo

Es necesario conocer el esfuerzo de la carga muerta, la norma proporciona figuras que pueden ayudar a determinar la deformación unitaria a partir del porcentaje de esfuerzo de compresión y el esfuerzo de compresión en una capa de elastómero reforzado con acero, las mencionadas figuras se encuentran en el artículo **14.7.6.3.3**, para este caso se ha determinado que para la carga muerta y para la carga total se tiene:



**Figura 3.26.** Porcentajes de esfuerzo de compresión para el apoyo diseñado

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos de las figuras anteriores:

**Tabla 3.13.** Porcentaje del esfuerzo de compresión para cada capa.

CAPA	CARGA	S	s (MPa)	e (%)
Interior	Muerta	7,14	4,40	3,1
	Total	7,14	7,43	4,4
Exterior	Muerta	10,20	4,40	2,7
	Total	10,20	7,43	3,9

Fuente: (Autores,2023)

Con estos valores obtenidos se calcula la deflexión por compresión inicial del dispositivo y por la carga muerta como sigue:

Deflexión por compresión inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2)

$$\delta := n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{int} + 2 \cdot h_{re\_adop} \cdot \varepsilon_{ext} = 0.187 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_{DC} := n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{D\_int} + 2 \cdot h_{re\_adop} \cdot \varepsilon_{D\_ext} = 0.131 \text{ cm}$$

La deflexión debido a la carga viva viene dada por la diferencia entre la deflexión por compresión inicial y la deflexión por carga muerta:

Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} := \delta - \delta_{DC} = 0.056 \text{ cm}$$

Dentro del artículo 14.7.6.3.6 de la norma, se menciona que debe considerarse la deflexión por flujo plástico o creep, la cual viene determinada por el producto entre la deflexión por carga muerta y un factor de 0.35 correspondiente a la deflexión de flujo plástico a 25 años dividida por la deflexión inicial para un acero de dureza 60.

$$C_d := 0.35 \quad \text{Para dureza 60.}$$

$$\delta_{creep} := C_d \cdot \delta_{DC} = 0.046 \text{ cm}$$

Una vez determinada las deflexiones respectivas se procede a verificar las distintas condiciones que debe cumplir el apoyo. Se debe verificar que la deflexión por flujo plástico y carga viva no sea mayor a 1/8 de pulgada es decir 0.318cm, que, para este caso, cumple:

$$\delta_{creep\_LL} := \delta_{creep} + \delta_{LL} = 0.102 \text{ cm}$$

$$Ver\_9 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{creep\_LL} \leq \frac{1}{8} \text{ in} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple con la deflexión"} \\ \text{else} \\ \text{"Revisar Calculos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \frac{1}{8} \text{ in} = 0.318 \text{ cm}$$

$$Ver\_9 = \text{"Cumple con la deflexión"}$$

También debe verificarse que la deflexión por compresión inicial de una capa interior del apoyo no debe superar 0.09 el espesor de la capa interna del apoyo, que de igual manera cumple para este caso:

$$\delta_i = \varepsilon_{int} \cdot h_{ri} < 0.09 \cdot h_{ri} \quad (14.7.6.3.3)$$

$$\varepsilon_{int} = 0.044$$

$$h_{ri} = 1 \text{ cm}$$

$$Ver\_10 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{int} \leq 0.09 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple con la deflexión"} \\ \text{else} \\ \text{"Revisar Calculos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$

$$Ver\_10 = \text{"Cumple con la deflexión"}$$



El art. 14.8.3 de la norma específica que todas las placas deben estar aseguradas a sus elementos asociados a la superestructura por medio de pernos o de soldadura, sin embargo, pueden dejarse sin anclajes si la fricción que se tiene es adecuada, es decir, la fuerza debido a la deformación del elastómero no debe superar la fuerza de fricción que se tiene, dicha fuerza de fricción debe ser calculada mediante el producto entre un coeficiente de fricción de 0.2 y la carga muerta, mientras que la fuerza debido a la deformación del elastómero viene dada por:

$$H_{bu} = G * A * \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \quad \text{Ec. 22. Fuerza debido a la deformación del elastómero.}$$

$H_{bu}$ : es la fuerza debido a la deformación del elastómero

$G$ : Modulo de cortante del elastómero (1.21 Mpa para dureza 60 art.14.7.5.2)

$A$ : es el área del elastómero ( $\text{mm}^2$ )

$\Delta_u$ : deformación de cortante (mm)

$h_{rt}$ : espesor total del elastómero (mm)

Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento:

$$H_u = G \cdot A_{real} \cdot \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1-2)$$

$G := 14.06 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{MAXIMO}) \quad \Delta_u := \Delta_s = 1.744 \text{ cm}$

$A_{real} = 1000 \text{ cm}^2 \quad h_{rt} = 4.4 \text{ cm}$

$$H_u := G \cdot A_{real} \cdot \frac{\Delta_u}{h_{rt}} = 5.574 \text{ tonnef}$$

Con:  $\mu := 0.2 \quad (\text{C14.8.3.1})$

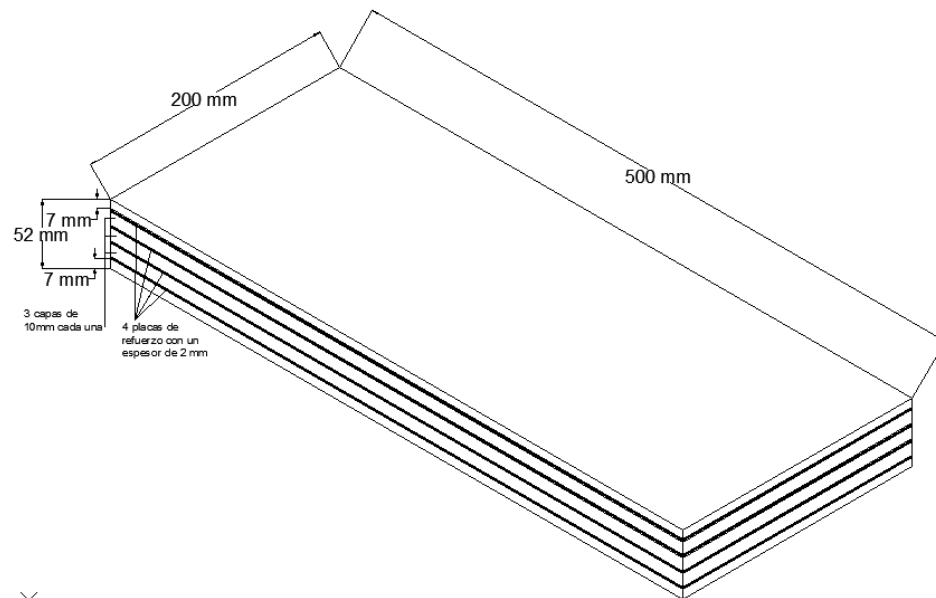
$$F_f := \mu \cdot P_{DC} = 8.716 \text{ tonnef}$$

Ver\_11 :=  $\begin{cases} \text{if } H_u \leq F_f \\ \quad \text{“ No se requiere anclajes ”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“ Se debe colocar anclajes ”} \end{cases}$

Ver\_11 = “ No se requiere anclajes ”

Por último, Rodríguez (2020) menciona que *“El análisis por rotación está implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A por lo que no se requieren cálculos adicionales”*. Dando por finalizado el diseño.

Se tiene como diseño final un elastómero reforzado con acero con las siguientes características:



**Figura 3.27.** Esquema del apoyo.

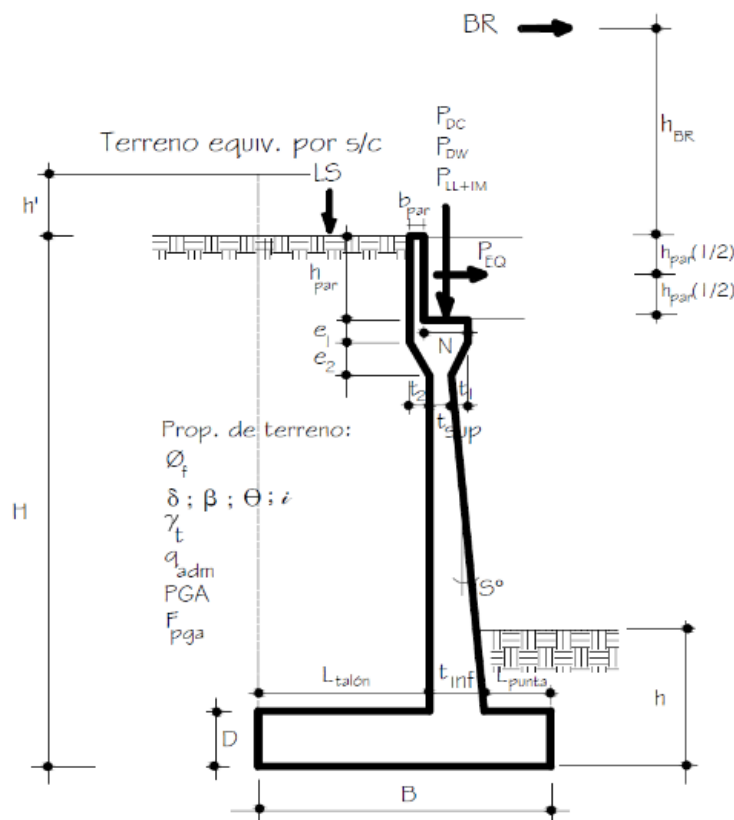
Fuente: Autores (2023)

### 3.2 Diseño de la subestructura

Los estribos de un puente tienen como función servir como apoyo al tablero y soportar las solicitaciones de la superestructura, para Manterola (2005), el estribo “*es una estructura de contención, un muro, que soporta el empuje de las tierras que constituyen el terraplén de acceso y controla el derrame de tierras delante o a los lados del estribo*”.

#### 3.2.1 Geometría del estribo

Para este caso de estudio, se plantea usar un estribo en voladizo el cual esta recomendado en alturas comprendidas entre 4 y 10 metros, resultando económico por su sección y ser de los más usados en zonas donde sea difícil transportar el material, el diseño estará basado en las especificaciones que de la norma AASHTO LRFD 2020 en su sección 11 de muros, estribos y pilas. Las dimensiones escogidas parten de un prediseño el cual deberá ser evaluado para todos los criterios que impone la norma. Se usará como referencia el esquema dado por el ingeniero Rodríguez (2020) para referenciar las dimensiones asumidas:



**Figura 3.28.** Esquema de un estribo en voladizo

Fuente: Rodríguez (2020)

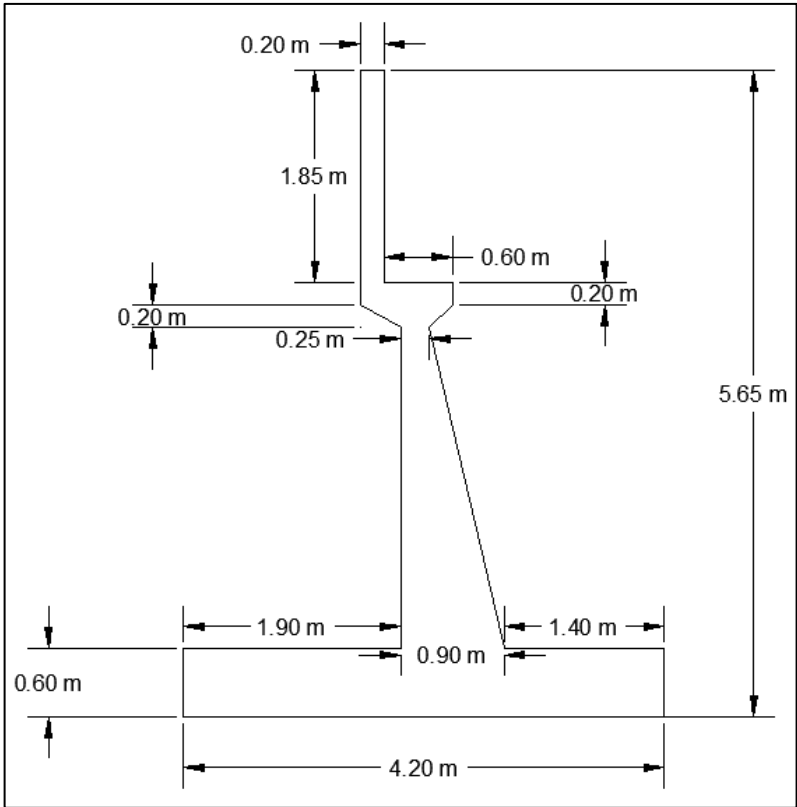
La siguiente tabla presenta las dimensiones consideradas:

**Tabla 3.14.** Dimensiones preliminares del estribo

Dimensiones Preliminares	
Base del parapeto ( $b_{par}$ )	0.20 m
Altura del parapeto ( $h_{par}$ )	1.852 m
$e1$	0.20 m
$e2$	0.20 m
$t1$	0.20 m
$t2$	0.35 m
Altura del relleno sobre el talón (H)	5.65 m
Altura del relleno sobre la punta (h)	2.5 m
Ancho del cimientto (B)	4.2 m
Altura del cimientto (D)	0.6 m
Espesor menor de pantalla ( $t_{sup}$ )	0.25 m
Espesor mayor de pantalla ( $t_{inf}$ )	0.9 m
Longitud de la punta ( $L_{punta}$ )	1.4 m
Longitud del talón ( $L_{talón}$ )	1.9 m

Fuente: Autores (2023)

Con estas dimensiones adoptadas, el estribo queda de la siguiente manera:



**Figura 3.29.** Geometría del estribo.

Fuente: Autores (2023)

El estribo final tendrá 5.65 m de alto por 6 m de ancho, el siguiente punto es determinar las cargas que debe soportar el estribo y analizar los criterios que la norma indica para que el diseño sea correcto.

### 3.2.2 Requisitos mínimos de longitud de apoyo

Las longitudes de soporte en los apoyos deben ser capaces de cumplir con al menos un porcentaje de la longitud empírica de apoyo  $N$ , dada por la siguiente expresión:

$$N = (200 + 0.0017 \cdot L + 0.0067 \cdot H)(1 + 0.000125 \cdot S^2) \quad \text{Ec. 23. Longitud empírica de apoyo del estribo.}$$

$L$ : es la longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión (mm)

$H$ : altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente (mm)

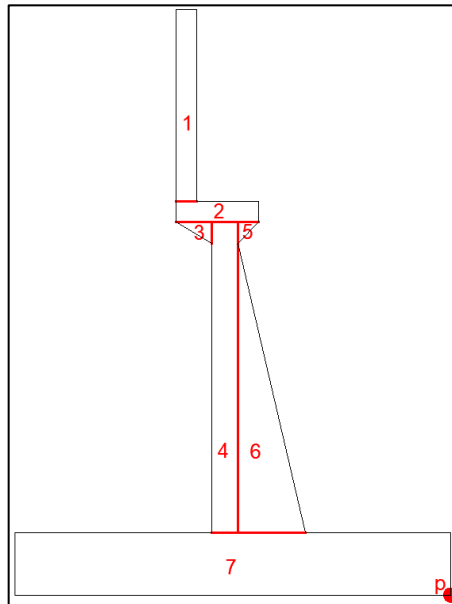
$S$ : esviate del apoyo medido desde una línea perpendicular a la luz (grados)

<p>Desviación del Apoyo <math>Ang := \text{atan} \left( \frac{t_{inf} - t_{sup}}{H - h_{par} - e_1 - e_2 - D} \right) \cdot \left( \frac{180}{\pi} \text{deg} \right) = 13.08^\circ</math>      <math>S := 10.01^\circ</math></p> <p><math>N_{min} := (200 \text{ mm} + 0.0017 \cdot L + 0.0067 \cdot H) \cdot (1 + 0.000125 \cdot S^2) = 0.24 \text{ m}</math>      <math>N := 0.6 \text{ m}</math></p>
--

### 3.2.3 Cargas verticales consideradas

- Carga por peso propio (DC)

Para determinar el peso propio del estribo se lo divide en secciones geométricas:



**Figura 3.30.** División del estribo en figuras conocidas.

Fuente: Autores (2023)

La siguiente tabla muestra el volumen para una franja de 1m de ancho, el cálculo del peso propio considerando un peso específico del hormigón de 2400 kgf/m<sup>3</sup>, además se calcula el brazo en  $\bar{x}$  y el brazo en  $\bar{y}$  respecto del punto en donde se va a generar el volteo p:

**Tabla 3.15.** Volumen y peso propio del estribo.

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )	DC (ton/m)	x <sub>p</sub> (m)	y <sub>p</sub> (m)	x <sub>p</sub> *DC (ton)	y <sub>p</sub> *DC (ton)
1	0,37	0,89	2,55	4,72	2,27	4,20
2	0,16	0,38	2,25	3,70	0,86	1,42
3	0,04	0,08	2,42	3,53	0,20	0,30
4	0,75	1,80	2,18	2,10	3,91	3,78
5	0,02	0,05	1,98	3,53	0,10	0,17
6	0,91	2,18	1,83	1,53	4,00	3,34
7	2,52	6,05	2,10	0,30	12,70	1,81
<b>TOTAL</b>	<b>4,76</b>	<b>11,43</b>			<b>24,04</b>	<b>15,02</b>

Fuente: Autores (2023)

En base a la tabla anterior, se tiene el peso total del estribo y las distancias de la resultante respecto al punto PV:

De la tabla anterior:

$$\Sigma (x_p \cdot DC) = 24.04 \text{ tonnef} \quad \Sigma (y_p \cdot DC) = 15.02 \text{ tonnef}$$

Peso total del estribo:

$$DC := 11.43 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Posición de la resultante:

$$X_{DC} := \frac{24.04 \text{ tonnef}}{DC} = 2.103 \text{ m} \quad Y_{DC} := \frac{15.02 \text{ tonnef}}{DC} = 1.314 \text{ m}$$

- Cargas provenientes de la superestructura (**DC,DW,P<sub>LL</sub>I**)

Del modelo evaluado en el CSI Bridge se obtienen sus reacciones, se suman y luego se reparten para el ancho del estribo de 6 m:

**Carga muerta:**

$$P_{DC_1} := (41.27 + 39.06 + 41.27) \text{ tonnef} = 121600 \text{ kgf}$$

$$P_{DC\_BARANDAS} := (2.31 + 0.45 + 2.31) \text{ tonnef} = 5.07 \text{ tonnef}$$

**Carga asfalto:**

$$P_{DW} := (1.29 + 2.05 + 1.29) \text{ tonnef} = 4.63 \text{ tonnef}$$

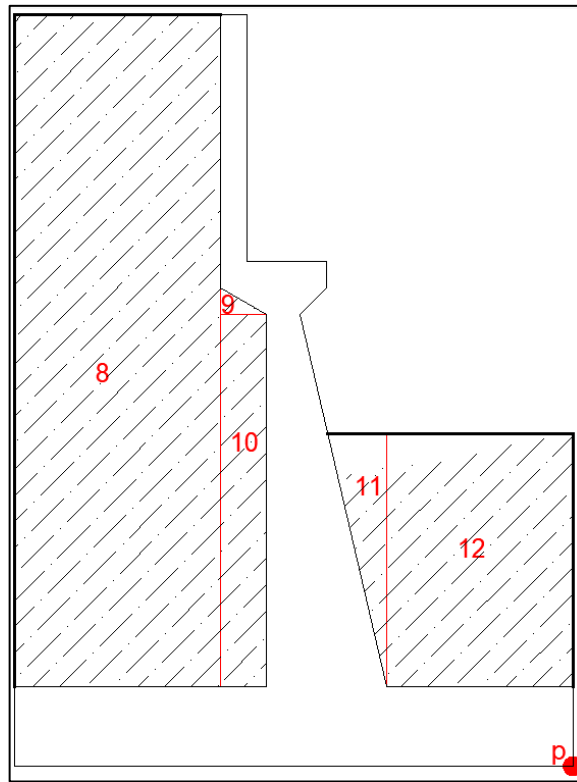
**Carga Viva:**

$$P_L := (3.48 + 1.49 + 3.48) \text{ tonnef} = 8.45 \text{ tonnef}$$

$$P_V := (27.45 + 29.44 + 27.45) \text{ tonnef} = 84.34 \text{ tonnef}$$

– Carga por peso del terreno (**EV**)

La carga por peso del terreno se determina mediante figuras sencillas acorde al esquema:



**Figura 3.31.** División del suelo de relleno en figuras sencillas.

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 3.16.** Cargas provenientes de la superestructura.

Solicitaciones CSI Bridge	<i>tonnef</i> <i>m</i>
P <sub>DC</sub>	21,11
P <sub>DW</sub>	0,77
P <sub>LL_I</sub>	15,47

Fuente: Autores (2023)

La siguiente tabla muestra el volumen para una franja de 1m de ancho, el cálculo del peso del suelo considerando un peso específico de 1800 kgf/m<sup>3</sup>, además se calcula el brazo en  $\bar{x}$  y el brazo en  $\bar{y}$  respecto del punto en donde se va a generar el volteo p:

**Tabla 3.17.** Volumen y carga del suelo de relleno.

Elemento	Volumen (m <sup>3</sup> )	EV (ton/m)	x <sub>p</sub> (m)	y <sub>p</sub> (m)	x <sub>p</sub> *EV (ton)	y <sub>p</sub> *EV (ton)
8	7,83	14,09	3,43	3,13	48,26	44,03
9	0,04	0,06	2,53	3,46	0,16	0,22
10	0,98	1,76	2,48	2,00	4,36	3,52
11	0,32	0,57	1,51	1,87	0,87	1,07
12	2,66	4,79	0,70	1,55	3,35	7,42
<b>TOTAL</b>	<b>11,820</b>	<b>21,277</b>			<b>57,00</b>	<b>56,26</b>

Fuente: Autores (2023)

En base a la tabla anterior, como resultados se determina el peso total del terreno y las distancias de la resultante respecto al punto p:

<u>De la tabla anterior:</u>	
$\Sigma(x_p \cdot EV) = 57 \text{ tonnef}$	$\Sigma(y_p \cdot EV) = 56.26 \text{ tonnef}$
<u>Peso total del suelo:</u>	
$EV := 21.277 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	
<u>Posición de la resultante:</u>	
$X_{EV} := \frac{57 \text{ tonnef}}{EV} = 2.679 \text{ m}$	$Y_{EV} := \frac{56.26 \text{ tonnef}}{EV} = 2.644 \text{ m}$

- Componente vertical de la sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

La norma menciona en el art. **3.11.6.4** que se debe aplicar una sobrecarga por carga viva donde se espere carga vehicular sobre la superficie del relleno dentro de una distancia igual a la altura del muro desde el respaldo del muro, dentro de esta sección se encuentra las alturas equivalentes de suelo conforme a la siguiente tabla:

**Tabla 3.18.** Altura equivalente de la sobrecarga por carga viva.

Altura del Estribo (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: Autores (2023)



Dado que el estribo se encuentra entre 3 y 6 m, mediante interpolación se ha determinado que la altura equivalente será de 635 mm.

<b>Se tiene como datos:</b>	$h'_{eq} := 0.635 \text{ m}$
$L_{talón} := 1.9 \text{ m}$	
$t_2 := 0.35 \text{ m}$	
$B := 4.2 \text{ m}$	
$\gamma_s := 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	
<b>Para:</b>	$H_{estribo} := 5.65 \text{ m} >>> h'_{eq} = 0.6 \text{ m}$
<u>Longitud equivalente:</u>	$L_{eq} := L_{talón} - t_2 = 1.55 \text{ m}$
<u>Carga por sobrecarga equivalente:</u>	$LS_y := L_{eq} \cdot h'_{eq} \cdot \gamma_s = 1.772 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$
<u>Brazo de terreno equivalente :</u>	$B_{LSy} := B - 0.5 \cdot (L_{talón} - t_2) = 3.425 \text{ m}$

La siguiente tabla muestra las cargas verticales que se consideran en el diseño:

CARGA	Simbolo	Valor (Ton/m)	X <sub>pv</sub> (m)	M (ton-m/m)
Peso propio del estribo	DC	11,43	2,10	24,04
Carga muerta proveniente de la superestructura	DC	21,11	2,15	45,39
Carga del asfalto	DW	0,77	2,15	1,66
Peso del suelo	EV	21,28	2,68	57,00
Carga viva proveniente de la superestructura	LL+IM	15,47	2,15	33,25
Sobrecarga por carga viva del suelo	LS	1,67	3,43	5,73
<b>TOTAL</b>		<b>71,73</b>		<b>167,07</b>

**Tabla 3.19.** Resumen de cargas verticales a considerar.

Fuente: Autores (2023)

### 3.2.4 Cargas horizontales consideradas

Para algunas cargas es necesario conocer el coeficiente de empuje activo del suelo que según (art. 3.11.5.3) viene determinada por:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * (\sin^2 \theta * \sin(\theta - \delta))} \quad \text{Ec. 24 Coeficiente de presión lateral activa del suelo.}$$

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad \text{Ec. 25. Valor de } \Gamma \text{ para determinar } k_a.$$

En donde,

$\delta$ : ángulo de fricción entre el relleno y el muro acorde a la tabla 3.11.5.3-1

$\beta$ : ángulo del relleno con respecto a la horizontal

$\theta$ : ángulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal

$\phi'_f$ : ángulo de fricción interna

Cuando se tiene  $\delta = \beta = 0$  y  $\theta = 90$  la expresión anterior viene dada de la siguiente manera acorde a la teoría de Rankine:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_f}{2}\right) \quad \text{Ec. 26. Ecuación simplificada del teorema de Rankine.}$$

Dado que para este caso se cumple con las condiciones para aplicar la ecuación el  $k_a$  va a ser igual a:

<u>Se tiene:</u>	
Angulo de Fricción interna:	$\phi_f := 30^\circ$
Angulo del material del suelo con la horizontal:	$\beta := 0^\circ$
Angulo de Fricción entre el suelo y el muro:	$\delta := 0^\circ$
Angulo que forma el respaldo del muro con la horizontal	$\theta := 90^\circ$
Coefficiente de empuje activo:	$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2}\right)^2 = 0.333$

– Presión lateral del suelo  $E_H$

En el **art. 3.11.5.1** se menciona que la presión lateral del suelo viene dada por la expresión:

$$p = k_a * \gamma_s * H \quad \text{Ec. 27. Presión lateral del suelo.}$$

En donde,

$k_a$ : es el coeficiente de empuje activo

$\gamma_s$ : peso específico del suelo en ( $\text{kN/m}^3$ )

$H$ : profundidad del suelo bajo la superficie (mm)

**Carga EH (empuje lateral del suelo)**

$$p := K_a \cdot H \cdot \gamma_t = 3.39 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$EH := \frac{1}{2} \cdot H \cdot p = 9.577 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad Y_{EH} := \frac{1}{3} \cdot H = 1.883 \text{ m}$$

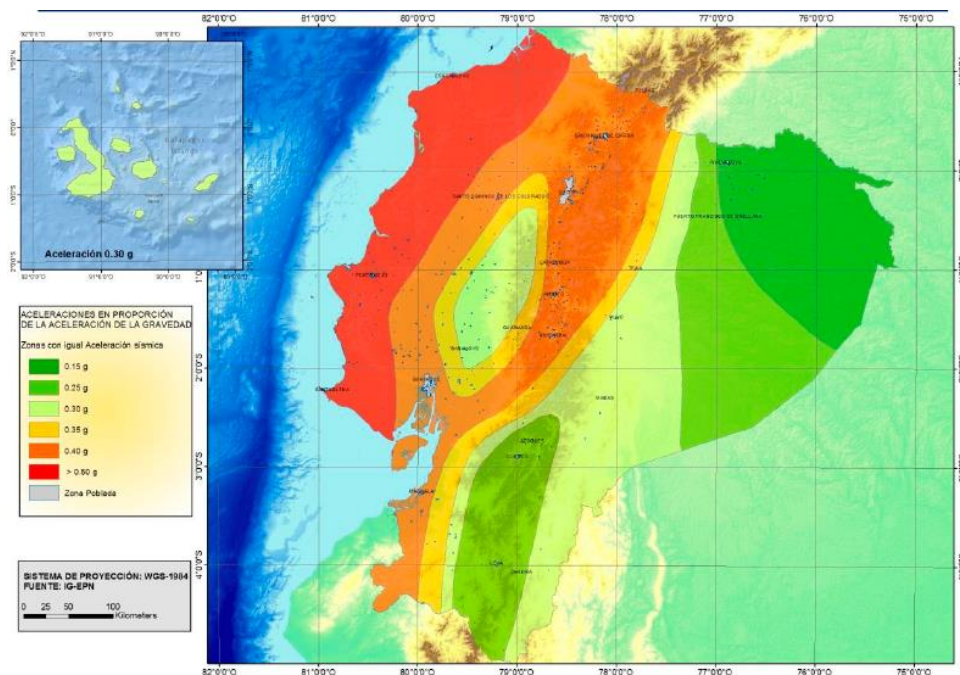
- Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

<b>Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva con:</b>		
$h' := 0.6 \text{ m}$	$H := 5.65 \text{ m}$	$\gamma_t := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
<b>Componente horizontal:</b>		
	$p_h := K_a \cdot h' \cdot \gamma_t = 0.36 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	
<b>Carga por sobrecarga equivalente:</b>		
	$LS_x := H \cdot p_h = 2.03 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	
<b>Brazo de terreno equivalente:</b>		
	$Y_{LS_x} := 0.5 \cdot H = 2.825 \text{ m}$	

- Carga EQ por acción sísmica

La AASHTO en el art. 4.7.4.2 que para puentes de una sola luz no se requiere análisis sísmico independientemente de la zona sísmica, pero las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos se deben diseñar para los requisitos de fuerza mínima del art. 3.10.9 y además en cada estribo debe verificarse la longitud mínima de apoyo según la norma.

La zona sísmica en donde se plantea el puente viene dada por la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS en donde se presenta el valor del factor Z que será el valor del coeficiente de aceleración PGA que según la tabla 10.2 para Azogues Cañar corresponde a la zona sísmica II con un valor de 0.25 teniendo un peligro sísmico alto, además, el valor del coeficiente de sitio para la zona es de 1.2.



**Figura 3.32.** Mapa para diseño sísmico NEC.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015)

Se tiene:

Coeficiente sísmico de aceleración horizontal:  $PGA := 0.25$   
 Coeficiente de sitio:  $F_{pga} := 1.2$

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.3$$

Coeficiente de aceleración horizontal:  $k_h := 0.5 \cdot k_{ho} = 0.15$   
 Coeficiente de aceleración vertical:  $k_v := 0$

$$\phi' := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 8.531^\circ$$

Ángulo del material del suelo con la horizontal:  $i := 0^\circ$

$$verif := \text{if}(\phi_f > i + \phi', \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$k_{AE} := \frac{\cos(\phi_f - \phi' - \beta)^2}{\cos(\phi') \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \phi') \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi_f) \cdot \sin(\phi_f - \phi' - i)}{\cos(\delta + \beta + \phi') \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.433$$

Según la norma en el apéndice A11 menciona que las presiones activas del suelo han sido estimadas usando el método Mononobe-Okabe el cual es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb el cual toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. En dicha sección se encuentra la ecuación que permite determinar el coeficiente de presión sísmica activa del suelo el cual se determina por:

$$k_{ho} := S \cdot PGA = 0.3$$

Coeficiente de aceleración horizontal:  $k_h := 0.5 \cdot k_{ho} = 0.15$   
Coeficiente de aceleración vertical:  $k_v := 0$

$$\theta_{MO} := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 8.531^\circ$$

Ángulo del material del suelo con la horizontal:  $i := 0^\circ$

Material es homogéneo y no cohesivo Cumple  
Material de relleno no está saturado Cumple

$$verif3 := \text{if}(\phi_f > i + \theta_{MO}, \text{"Cumple, se puede usar Mononobe-Okabe"}, \text{"No Cumple"})$$

$$verif3 = \text{"Cumple, se puede usar Mononobe-Okabe"}$$

$$k_{AE} := \frac{\cos(\phi_f - \theta_{MO} - \beta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi_f) \cdot \sin(\phi_f - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.433$$

Con este dato se puede determinar la presión estática del suelo y además se determina la fuerza inercial del estribo:

Entonces la presión estática del terreno+efecto dinámico es:

$$P_{AE} := \frac{1}{2} \cdot k_{AE} \cdot \gamma_t \cdot H^2 = 12.438 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Acción sísmica del terreno:

$$EQ_{\text{suelo}} := P_{AE} - EH = 2.862 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Y_{EQ_{\text{suelo}}} := 0.5 \cdot H = 2.825 \text{ m}$$

Considerando:

$$DC := 10.564 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$EV := 21.933 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

y

$$Y_{DC} := 1.37 \text{ m}$$

$$Y_{EV} := 2.584 \text{ m}$$

Fuerza inercial del estribo:

$$P_{IR} := k_h \cdot (DC + EV) = 4.875 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Centro gravedad del  
estribo y del suelo:

$$Y_{PIR} := \frac{DC \cdot Y_{DC} + EV \cdot Y_{EV}}{DC + EV} = 2.189 \text{ m}$$

Aplicando las combinaciones de la norma se debe tomar en cuenta aquella que mayor valor presente siendo para este caso:

$$a := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR} = 14.876 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$b := \text{if} (0.5 \cdot P_{AE} > EH + P_{IR}, 0.5 \cdot P_{AE}, EH + P_{IR}) = 14.451 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$\text{Combinación}_{\text{max}} := \text{if} (a > b, a, b) = 14.876 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

– Carga Sísmica por la superestructura:

Coefficiente de Aceleración:

$$A_s := k_{ho} = 0.3$$

Carga muerta de la superestructura:

$$P_{DC} := 21.112 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Carga de la capa de asfalto:

$$P_{DW} := 0.772 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Altura parapeto:

$$h_{\text{par}} := 1.852 \text{ m}$$

Altura del estribo:

$$H_{\text{est}} := 5.65 \text{ m}$$

Carga sísmica por la superestructura:

$$P_{EQ} := (P_{DC} + P_{DW}) \cdot A_s = 6.57 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Y_{PEQ} := H_{\text{est}} - 0.5 \cdot h_{\text{par}} = 4.724 \text{ m}$$

– Carga de frenado

La norma menciona que debe aplicarse una fuerza horizontal debido al frenado y debe colocarse en todos los carriles de diseño que estén cargados suponiendo que dicha fuerza actúa a una altura de 1.8 m por encima de la calzada y deberá tomarse como la mayor de lo que se menciona en el (**art. 3.6.4**).

– El 25% por ciento del peso de los ejes del camión o tándem de diseño

- El 5% por ciento del camión de diseño más la carga de carril o cinco por ciento del tándem de diseño más la carga de carril

Carga de frenado BR:	$BR := 2.557 \frac{\text{tonnef}}{m}$ $h_{BR} := 1.8 \text{ m}$ $Y_{BR} := H_{est} + h_{BR} = 7.45 \text{ m}$
----------------------	---

**Tabla 3.20.** Resumen de las cargas horizontales a considerar.

CARGA	Simbolo	Valor (Ton/m)	Yp (m)	M (ton-m/m)
Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva	LS	2,03	2,83	5,75
Empuje lateral del suelo	EH	9,58	1,88	18,04
Acción sísmica del terreno	EQ	2,86	2,83	8,08
50% Fuerza inercial del estribo	EQ	2,45	2,18	5,35
Carga sísmica por la superestructura	EQ	6,57	4,72	31,01
Fuerza de frenado	BR	2,56	7,45	19,05
<b>TOTAL</b>		<b>26,05</b>		<b>87,28</b>

Fuente: Autores (2023)

- Estados límite y combinaciones de carga aplicables

La norma aclara que debe aplicarse los estados límite de resistencia, evento extremo y servicio tomando como referencia la metodología de Rodríguez (2020) que menciona “Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento, utilizamos los factores máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Ia. Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib. El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I”. Los factores para cada estado límite son:

**Tabla 3.21.** Factores de carga para cada estado límite.

ESTADO LÍMITE	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{LL+IM}$	$\gamma_{LSy}$	$\gamma_{LSx}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{BR}$	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Agrietamiento

Fuente: Rodríguez (2020)

**Tabla 3.23.** Cargas Verticales Vu para cada estado limite

TIPO	DC	DC	DW	EV	LL+IM	LS	TOTALES
CARGA	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>y</sub>	V <sub>u</sub> (Ton)
<b>V (Ton) =</b>	11,43	21,11	0,77	21,28	15,47	1,67	<b>71,73</b>
$\gamma =$	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	<b>51,07</b>
<b>Resistencia Ia</b>	10,29	19,00	0,50	21,28	0,00	0,00	
$\gamma =$	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	<b>100,56</b>
<b>Resistencia Ib</b>	14,29	26,39	1,16	28,72	27,06	2,93	
$\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	<b>63,16</b>
<b>Ev. Extremo I</b>	11,43	21,11	0,77	21,28	7,73	0,84	
$\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	<b>71,73</b>
<b>Servicio I</b>	11,43	21,11	0,77	21,28	15,47	1,67	

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 3.22.** Momento estabilizador debido a las cargas verticales Mvu

TIPO	DC	DC	DW	EV	LL+IM	LS	TOTALES
CARGA	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>y</sub>	Mv <sub>u</sub> (Ton-m)
<b>Mv (Ton-m) =</b>	24,04	45,39	1,66	57,00	33,25	5,73	<b>167,07</b>
$\gamma =$	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	<b>120,57</b>
<b>Resistencia Ia</b>	21,64	40,85	1,08	57,00	0,00	0,00	
$\gamma =$	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	<b>234,45</b>
<b>Resistencia Ib</b>	30,05	56,74	2,49	76,95	58,19	10,03	
$\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	<b>147,58</b>
<b>Ev. Extremo I</b>	24,04	45,39	1,66	57,00	16,62	2,87	
$\gamma =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	<b>167,07</b>
<b>Servicio I</b>	24,04	45,39	1,66	57,00	33,25	5,73	

Fuente: Autores (2023)

Se determina las cargas horizontales y los momentos de vuelco por cargas horizontales:

**Tabla 3.24.** Cargas horizontales Hu para cada estado límite.

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	EQ	BR	TOTALES
CARGA	LS <sub>x</sub>	EH	EQ <sub>terr</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	P <sub>EQ</sub>	BR	H <sub>u</sub> (Ton)
<b>H (Ton) =</b>	2,03	9,58	2,86	2,45	6,57	2,56	<b>26,05</b>
$\gamma =$	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	<b>22,40</b>
<b>Resistencia Ia</b>	3,56	14,37	0,00	0,00	0,00	4,47	
$\gamma =$	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	<b>22,40</b>
<b>Resistencia Ib</b>	3,56	14,37	0,00	0,00	0,00	4,47	
$\gamma =$	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	<b>23,75</b>
<b>Ev. Extremo I</b>	1,02	9,58	2,86	2,45	6,57	1,28	
$\gamma =$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	<b>14,17</b>
<b>Servicio I</b>	2,03	9,58	0,00	0,00	0,00	2,56	

Fuente: Autores (2023)

**Tabla 3.25.** Momento estabilizador por cargas horizontales.

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	EQ	BR	TOTALES
CARGA	LSx	EH	EQ <sub>terr</sub>	0.5P <sub>IR</sub>	P <sub>EQ</sub>	BR	M <sub>u</sub> (Ton-m)
<b>Mh (Ton-m) =</b>	5,75	18,04	8,08	5,35	31,01	19,05	<b>87,28</b>
$\gamma =$	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	<b>70,45</b>
<b>Resistencia Ia</b>	10,06	27,05	0,00	0,00	0,00	33,34	
$\gamma =$	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	<b>70,45</b>
<b>Resistencia Ib</b>	10,06	27,05	0,00	0,00	0,00	33,34	
$\gamma =$	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	<b>74,88</b>
<b>Ev. Extremo I</b>	2,87	18,04	8,08	5,35	31,01	9,52	
$\gamma =$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	<b>42,83</b>
<b>Servicio I</b>	5,75	18,04	0,00	0,00	0,00	19,05	

Fuente: Autores (2023)

Una vez se han calculado todos estos datos se procede a realizar el chequeo de estabilidad para los diferentes casos: volteo, deslizamiento y hundimiento. Las tablas siguientes muestran cada una de estas verificaciones.

- Vuelco alrededor del punto P

La norma menciona que el chequeo por resistencia viene dado por el cálculo de la excentricidad máxima en donde la resultante de las fuerzas debe estar dentro de los  $\frac{3}{4}$  de la base de la cimentación, mientras que en el estado límite de evento extremo a de mantenerse en los  $\frac{11}{30}$  de B:

**Tabla 3.26.** Revisión del volteo alrededor del punto P.

Estados	V <sub>U</sub>	M <sub>VU</sub>	M <sub>HU</sub>	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e <sub>max</sub>	Verif
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	m	
<b>Resistencia Ia</b>	51,07	120,57	70,45	0,98	1,12	1,40	CUMPLE
<b>Resistencia Ib</b>	100,56	234,45	70,45	1,63	0,47	1,40	CUMPLE
<b>Evento Extremo</b>	63,16	147,58	74,88	1,15	0,95	1,54	CUMPLE

Fuente: Autores (2023)

- Deslizamiento en base del estribo

Para revisar el deslizamiento es necesario conocer el valor de la resistencia factorada al deslizamiento la cual viene dada por la expresión:

$$f_f = \mu * \phi_T * Vu \quad \text{Ec. 3.228. Resistencia al deslizamiento.}$$



Considerando un coeficiente de fricción  $\mu = \tan(\phi) = 0,577$  con  $\phi_r = 0,8$  para el estado límite de resistencia y  $\phi_r = 1$  para el estado límite de evento extremo:

**Tabla 3.27.** Revisión del deslizamiento en el estribo.

Estados	$V_U$	RESISTENCIA $F_f = \mu(\phi_T V_U)$	ACTUANTE $H_U$	$F_f > H_u$
	Ton/m	Ton/m	Ton/m	
Resistencia Ia	51,07	29,49	22,40	CUMPLE
Resistencia Ib	100,56	58,06	22,40	CUMPLE
Evento Extremo	63,16	36,47	23,75	CUMPLE

Fuente: Autores (2023)

En caso de que no se cumpliera alguna de las condiciones anteriores se debe añadir un dentellón en la base.

- Presiones actuantes en la base del estribo

Se tiene como datos el esfuerzo admisible del suelo con un valor  $q_{adm} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$  considerando un factor de seguridad  $FS = 3$ , además según la norma para el estado límite de resistencia se debe considerar una resistencia al rodamiento de  $\phi = 0,44$  mientras que para el estado límite de evento extremo este factor  $\phi = 1$ , con estos datos se puede calcular la capacidad resistente para el estado límite de resistencia y servicio mediante la siguiente expresión:

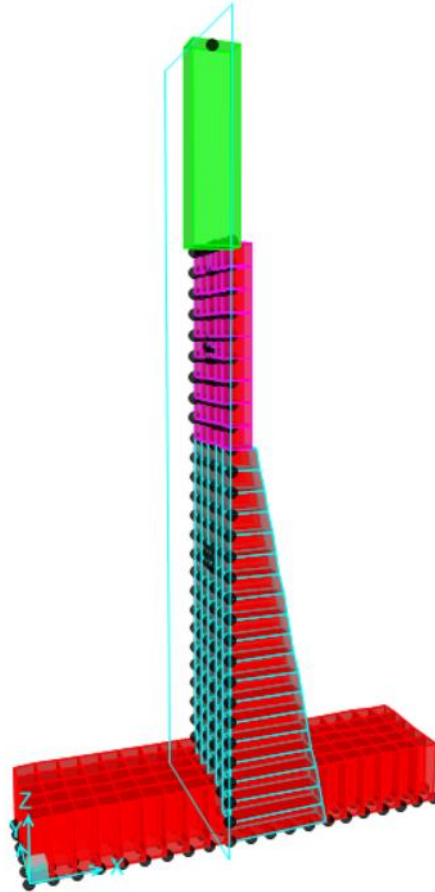
$$q_r = \phi * FS * q_{adm} \quad \text{Ec. 29. Capacidad resistente del suelo.}$$

**Tabla 3.28.** Revisión de las presiones actuantes en el suelo.

Estados	$V_U$	$M_{VU}$	$M_{HU}$	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q = \frac{V_U}{B - 2e}$	$q_R$	VERIF
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	kg/cm2	kg/cm2	
Resistencia Ia	51,07	120,57	70,45	0,98	1,12	2,60	4,13	CUMPLE
Resistencia Ib	100,56	234,45	70,45	1,63	0,47	3,08	4,13	CUMPLE
Evento Extremo I	63,16	147,58	74,88	1,15	0,95	2,74	7,50	CUMPLE
Servicio I	71,73	167,07	42,83	1,73	0,37	2,07	2,50	CUMPLE

Fuente: Autores (2023)

Tras realizar las respectivas verificaciones se ha generado un modelo del estribo en CSI Bridge con el fin de comprobar el momento solicitante para los requisitos de los diferentes tipos de acero que deberá llevar:



**Figura 3.33.** Modelo del estribo en CSI Bridge.

Fuente: Autores (2023)

– Cálculo del acero de la pantalla

Una vez se ha verificado todos los casos anteriores y analizar que han cumplido todas las revisiones se debe calcular los aceros respectivos para los elementos del estribo, se plantea usar un concreto cuya resistencia es  $350 \text{ kgf/cm}^2$  y un esfuerzo de fluencia del acero de  $4200 \text{ kgf/cm}^2$ , para calcular el acero de la pantalla se toma un recubrimiento de  $7,5 \text{ cm}$  y se calcula los momentos por el estado límite de resistencia y por evento extremo:

**Estado límite de Resistencia I, con:**  $n := 1$

$$Mu_{RI} := n \cdot (1.75 \cdot Mp_{LS} + 1.5 \cdot Mp_{EH} + 1.75 \cdot Mp_{BR}) = 58.003 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

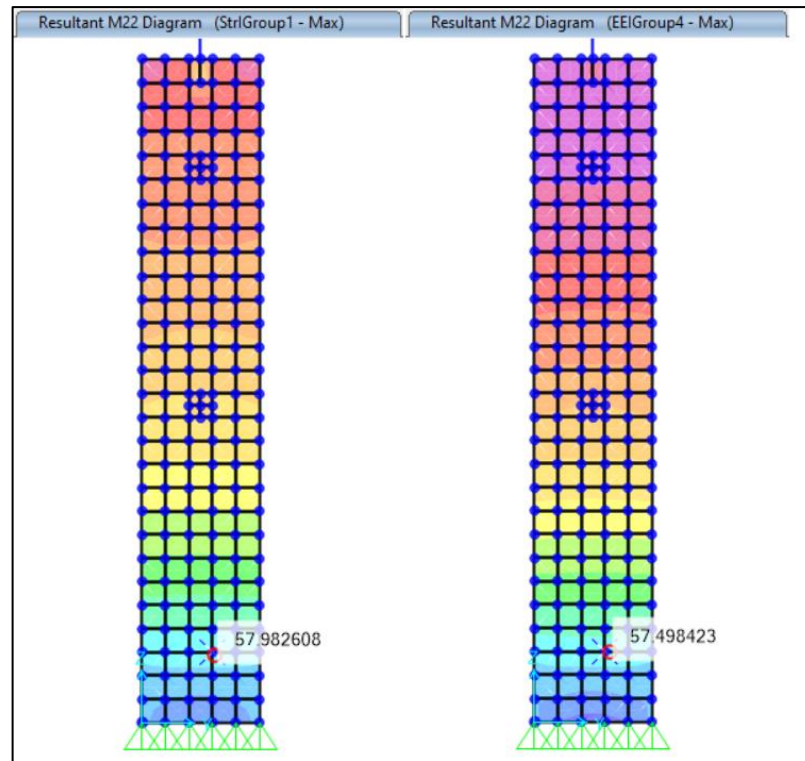
**Estado límite de Evento Extremo I, con:**  $n := 1$

$$Mu_{EI} := n \cdot (0.5 \cdot Mp_{LS} + 1 \cdot Mp_{EH} + (Mp_{EQterr} + Mp_{0.5PIR} + Mp_{PEQ}) + 0.5 \cdot Mp_{BR}) = 57.53 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Solicitante:  $Mu := \max(Mu_{RI}, Mu_{EI})$

$$Mu = 58 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Verificando estos momentos en el CSI Bridge se tiene lo siguiente:



**Figura 3.34.** Momentos en el estribo en CSI Bridge por resistencia (izquierda) y por evento extremo (derecha)

Fuente: Autores (2023)

Para el cálculo del acero se empieza determinando el peralte efectivo para un ancho unitario de 1 m:

$$\begin{aligned} \text{Recubrimiento mecánico: } z &:= r_{pant} + \frac{\phi_{pant}}{2} = 6 \text{ cm} \\ \text{Peralte efectivo mecánico: } d &:= t_{inf} - z = 84 \text{ cm} \\ \text{Ancho Unitario de Diseño: } b &:= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

Con estos datos se puede determinar el acero nominal de refuerzo:

$$\begin{aligned} \text{Acero Nominal de Refuerzo} \\ A_{s_n} &:= 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi_{EI} \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 17.73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se determina el acero mínimo de refuerzo mediante el menor valor entre el momento crítico y 1.33 el Mu de diseño:

$$\begin{aligned} \text{Acero mínimo de Refuerzo} \\ f_r &:= 2.01 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 37.604 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & s &:= \frac{b \cdot t_{inf}^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3 \\ M_{cr} &:= 1.1 \cdot f_r \cdot s = 55.841 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \\ M_{ur} &:= 1.33 \cdot Mu = 77.145 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & M_{min} &:= \min(M_{cr}, M_{ur}) = 55.84 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Si el menor valor entre el momento crítico y  $1.33 M_u$  es menor al  $M_u$  se debe usar el área nominal de refuerzo caso contrario deberá calcularse con el momento seleccionado que para en este caso requiere un área de acero de  $17,73 \text{ cm}^2$ , las cuales se cubren usando varillas de 20 mm con una separación de 15 cm.

- Cálculo del acero de temperatura

<b>Espesor promedio de pantalla</b>	$b_{prom} := 0.5 \cdot (t_{inf} + t_{sup}) = 57.5 \text{ cm}$
<b>Altura de pantalla</b>	$h_{pant} := H - D - h_{par} - e_1 - e_2 = 279.8 \text{ cm}$
$As_t := \frac{0.18 \cdot (b_{prom} \cdot h_{pant})}{2 \cdot (b_{prom} + h_{pant})} \cdot \text{cm} = 4.293 \text{ cm}^2 \quad \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \text{ (en cada cara)}$	

Para cumplir con esta área de acero se dispone de varillas de 14mm espaciadas cada 34 cm.

Debe revisarse la fisuración por distribución de la armadura que para este caso cumple, también la revisión por corte que teniendo una resistencia nominal mayorada de 44,35 tonnef es mayor al cortante ultimo que se genera en la pantalla con un valor de 17,62 tonnef por lo que se verifica que cumple.

<b>Resistencia nominal cortante</b>	
$V_c := 0.265 \cdot \beta_{corte} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d_{corte} = 49.16 \text{ tonnef}$	
<b>Cortante resistente del acero</b>	$V_s := 0 \text{ tonnef}$
$V_p := 0 \text{ tonnef}$	
$V_{n1} := V_c + V_s + V_p = 49.16 \text{ tonnef}$	
$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_{corte} + V_p = 723.36 \text{ tonnef}$	
$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 49.16 \text{ tonnef}$	

- Diseño del talón

Para el diseño del talón se empieza determinando el momento ultimo por resistencia en la parte inferior de la siguiente manera:

<b>Momento de Diseño en el estado limite de Resistencia Ib</b>	
$W_{DC} := L_{talon} \cdot 1 \text{ m} \cdot D \cdot \gamma_c = 2.736 \text{ tonnef}$	$M_{DC} := W_{DC} \cdot 0.5 \cdot L_{talon}$
$W_{suelo} = 15.915 \text{ tonnef}$	$x_p := X_{suelo} - L_{punta} - t_{inf} = 1.016 \text{ m} \quad M_{EV} := W_{suelo} \cdot x_p$
$W_{LSy} := (L_{talon} - t_2) \cdot h' \cdot \gamma_t \cdot 1 \text{ m} = 1.674 \text{ tonnef}$	
$M_{LSy} := W_{LSy} \cdot (t_2 + 0.5 \cdot (L_{talon} - t_2))$	
$Mu_{Rlb} := n \cdot (1.25 \cdot M_{DC} + 1.35 \cdot M_{EV} + 1.75 \cdot M_{LSy})$	$Mu_{Rlb} = 28.38 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Para dicho momento se determina el acero mínimo que se requiere:

<b>Acero Nominal de Refuerzo</b>	
Recubrimiento mecánico	$z_{zap} := r_{zap} + \frac{\phi_{zap}}{2} = 8.5 \text{ cm}$
Peralte efectivo mecánico	$d_{zap} := D - z_{zap} = 51.5 \text{ cm}$
Factor por flexión (Art 5.5.4.2):	$\phi := 0.9$
$As_{zap} := 0.85 \cdot b \cdot d_{zap} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu_{Rlb}}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d_{zap}^2}} \right) = 15.83 \text{ cm}^2$	

Como el momento último es mayor que el menor momento entre  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ , para cubrir el área requerida de  $19.82 \text{ cm}^2$  se debe disponer varillas de 20mm cada 16 cm.

– Acero por temperatura

Base de Zapata	$B = 4.2 \text{ m}$
Altura de Zapata	$D = 0.6 \text{ m}$
$As_{t1} := \frac{0.18 \cdot (B \cdot D)}{2 \cdot (B + D)} \cdot \text{cm} = 4.73 \text{ cm}^2 \quad \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \text{ (en cada cara)}$	

Se ha determinado un área requerida de  $4.73 \text{ cm}^2$  por lo que se dispone a realizar el armado. Se debe usar acero por temperatura de varillas de 14 mm con una separación de 30 cm.

También se debe verificar el talón por corte que para este caso se tiene un cortante ultimo de 27,84 ton y una resistencia nominal de 44,94 tonnef por lo que se define que no se requiere llevar acero por corte.

– Diseño de la punta

Se empieza calculando el momento actuante de la sección crítica de la siguiente manera:

$V_{zapMax} = 100.558 \text{ tonnef} \quad e_{zapMax} = 0.469 \text{ m}$	
Presiones sobre el terreno	$q_{u1} := \frac{V_{zapMax}}{B} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e_{zapMax}}{B} \right) = 39.986 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$ $q_{u2} := \frac{V_{zapMax}}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e_{zapMax}}{B} \right) = 7.899 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$
Presiones sobre la cara exterior de la base de la pantalla	
$q_{u3} := \frac{(B - L_{punta})}{B} \cdot (q_{u1} - q_{u2}) + q_{u2} = 29.29 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	
Momento Actuante de la sección crítica	
$M_u := \frac{L_{punta}^2}{6} \cdot (q_{u3} + 2 \cdot q_{u1}) \quad M_u = 35.69 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	

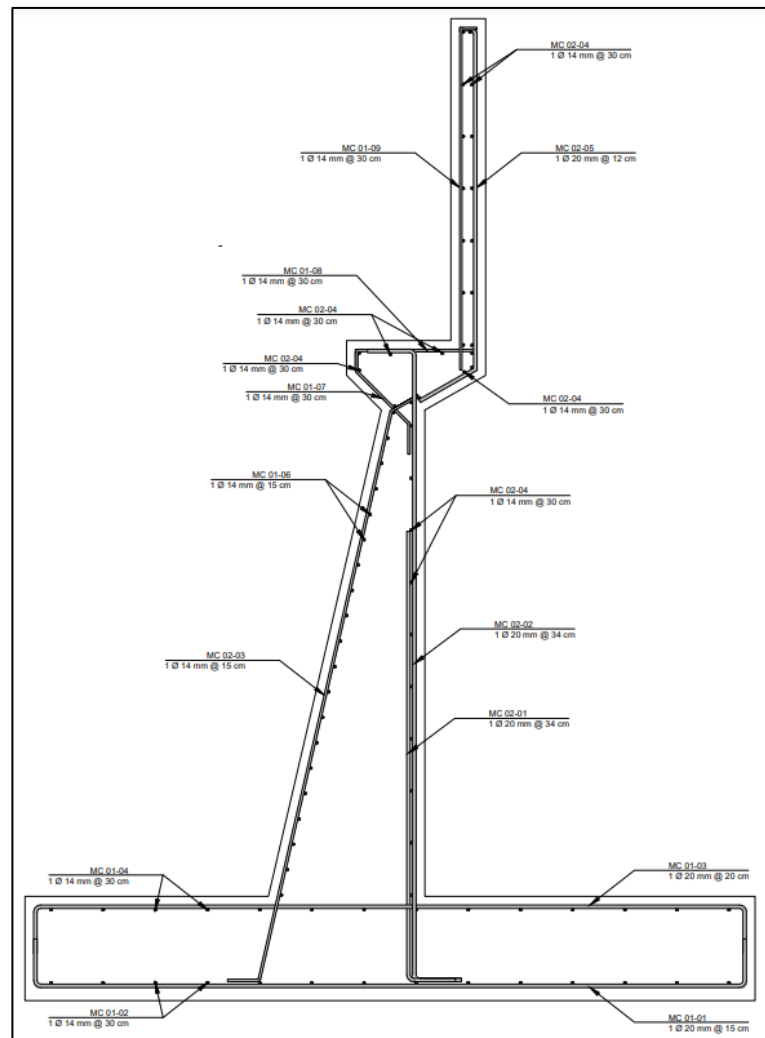
Se determina el área de acero que debe llevar la punta:

Acero Nominal de Refuerzo	
Recubrimiento mecánico	$z_{zap1} := r_{zap} + \frac{\phi_{zap1}}{2} = 8.5 \text{ cm}$
Peralte efectivo mecánico	$d_{zap1} := D - z_{zap1} = 51.5 \text{ cm}$
$A_{s_{zap1}} := 0.85 \cdot b \cdot d_{zap1} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d_{zap1}^2}} \right) = 20.03 \text{ cm}^2$	

Como el momento último es mayor al menor momento entre el momento crítico y 1.33  $M_u$  se debe diseñar para el acero calculado con el momento ultimo que para este caso se cubre con varillas de 20 mm espaciadas 14 cm.

– Revisión por corte

Se tiene un cortante ultimo de 32,89 tonnef actuando en la punta, la resistencia nominal a cortante es de 49,575 tonnef por lo que no requiere refuerzo adicional por cortante.



**Figura 3.35.** Armado del estribo.

Fuente: Autores (2023)

### 3.3 Superestructura conformada por vigas I pretensadas y losa fundida in situ.

Una alternativa planteada para las vigas de la superestructura dada las dimensiones que se obtuvieron al realizar el diseño en hormigón armado, es utilizar vigas de hormigón presforzado, para esta sección de igual manera se toma como referencia la norma AASHTO y el ACI 318-19.

Para esta configuración estructural se idealiza el puente de igual manera en el software especializado de puentes CSI Bridge, se ha decidido mantener las características de los elementos utilizados en el tablero conformado por vigas de hormigón armado por lo que las cargas que deberá soportar las vigas vendrán determinadas por las barandas, las veredas, la carga peatonal y la carga del camión de diseño considerando las solicitaciones más críticas que se den al usar el camión HL-93 o el camión HS-MTOP.

#### 3.3.1 Propiedades geométricas de la viga

Como ya se mencionó se mantendrá gran parte de las características determinadas para el tablero anterior, teniendo una losa de 20 cm de espesor, veredas de 20 cm de espesor por 120 cm de ancho, las barandas serán las ya diseñadas anteriormente, se cuenta con un carril de 3.60 m y un ancho total de 6 m.

El prediseño de las vigas puede ser determinado por la AASHTO LRFD que para vigas prefabricadas de sección I, el peralte no debe ser menor a la siguiente expresión:

$$0.045 * L$$

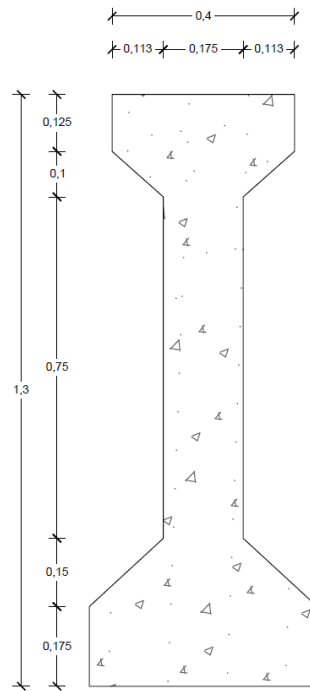
En donde, L representa la luz del puente que para este caso es de 23 m, siguiendo esta pauta el peralte de la viga no debería ser menor que 1.05 m, por lo que revisando vigas comerciarles y buscando cumplir con los criterios de deflexión se adopta una sección que tenga 1,30 m y cuyas dimensiones son las siguientes:

**Tabla 3.29.** Geometría de la viga pretensada I.

Geometría de la viga	
Ancho "B1" en parte superior	0,4 m
Ancho "B2" en parte inferior	0,5 m
Peralte "D1"	1,25 m
Altura patín superior "D2"	0,125 m
Altura resto de patín superior "D3"	0,10 m
Altura patín inferior "D5"	0,175 m
Altura resto de patín inferior "D6"	0,15 m
Ancho alma "t"	0,175 m

Fuente: Autores (2023)

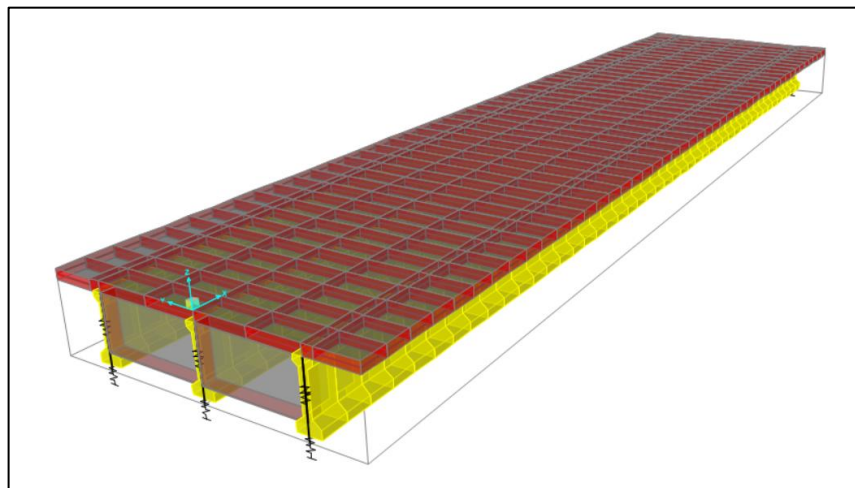
Al adoptar estas características la sección de las vigas sería la siguiente:



**Figura 3.36.** Sección de la viga pretensada.

Fuente: Autores (2023)

Para este caso de igual manera se realizó el modelo en el software CSI Bridge ya que permite fácilmente asignar las cargas que deberá soportar la superestructura, una vez realizado el modelo se puede revisar las solicitaciones máximas y demás requisitos necesarios en el diseño.



**Figura 3.37.** Modelo del puente con vigas pretensadas CSI Bridge.

Fuente: Autores (2023)



### 3.3.2 Propiedades de los materiales a utilizarse

Para el diseño de la viga presforzada es necesario conocer las propiedades que deberán tener los materiales a utilizarse entre las propiedades que se deben conocer se encuentran la resistencia del hormigón para la losa y para la viga, la resistencia al momento de cortar los cables y los módulos de elasticidad, las cuales se presentan en las siguientes tablas:

**Tabla 3.30.** Propiedades del hormigón para la losa y vigas.

Hormigón para la losa	$\frac{kg}{cm^2}$
Resistencia a la compresión $f'_{cl}$	280
Módulo de elasticidad del hormigón: $E_{cl}$	256017,97
<b>Hormigón para las vigas presforzadas</b>	
Resistencia a la compresión $f'_{cv}$	400
Módulo de elasticidad del hormigón: $E_{cv}$	306000
Resistencia a la compresión inicial: $f'_{ci}$	320
Módulo de elasticidad inicial: $E_{ci}$	273694,72

Fuente: Autores (2023)

De igual manera, se presentan las propiedades para los cables o torones y para el acero de refuerzo de la viga.

**Tabla 3.31.** Propiedades de los aceros a utilizar.

Acero de refuerzo	$\frac{kg}{cm^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y$	4200
Módulo de elasticidad del acero: $E_s$	2000000
<b>Acero de presfuerzo</b>	
Módulo de elasticidad: $E_p$	2000000
Esfuerzo último: $f_{pu}$	19000
Esfuerzo de fluencia: $f_{py}$	17000

Fuente: Autores (2023)

Las demás propiedades que se requieran se irán presentando acorde se avance en el diseño.

3.3.3 Diseño de la viga pretensada

El diseño está basado en la metodología de Carrasco Castro (2010) por lo que la mayoría de formulaciones vendrán dadas por este autor; se parte de una sección con un armado dado de cables, se ha optado por usar cables de distinto diámetro con el fin de llegar a un armado eficiente que cumpla los requisitos necesarios y no este sobredimensionado. Se ha decido usar dieciséis cables de ½ pulgada 8 a 5cm y 8 a 10 cm medidos desde la base de la viga, seis cables de 7/16 de pulgada 4 a una distancia de 15 cm y 2 a una distancia de 125 cm desde la base:

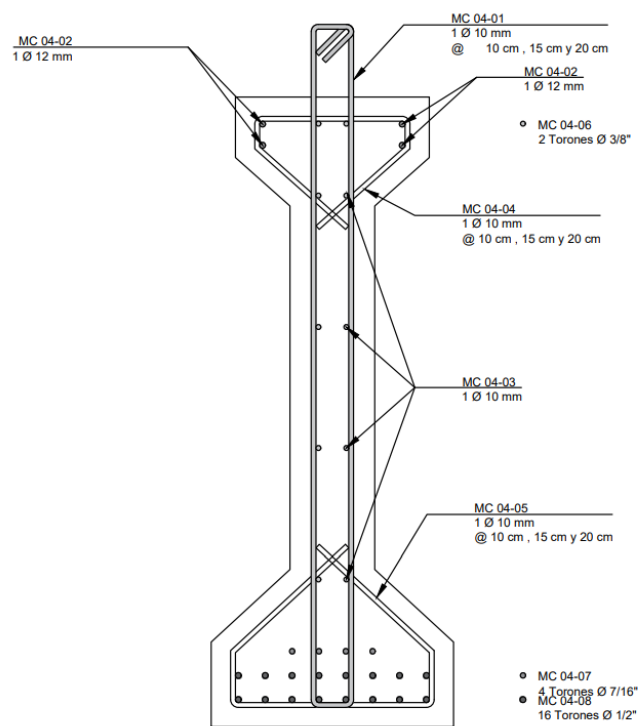


Figura 3.38. Armado de la viga pretensada.

Fuente: Autores (2023)

Figura 3.39. Propiedades de los cables utilizados

Diámetro del cable (pulg)	Área (cm2)	Ubicación (cm2)	Cantidad	Área Total (cm2)	Área Total x Altura (cm3)
7/16"	0,7419	125	2	1,4838	185,475
7/16"	0,7419	15	4	2,9676	44,514
1/2"	0,9871	10	8	7,8968	78,968
1/2"	0,9871	5	8	7,8968	39,484
Total			22	20,245	348,441

Fuente: Autores (2023)

El centro de gravedad de los cables puede ser determinado de la siguiente manera:

$$y_t = \frac{\Sigma \text{Área total} * \text{Altura}}{\Sigma \text{Área total}} \quad \text{Ec. 30, Centro de gravedad de los cables.}$$

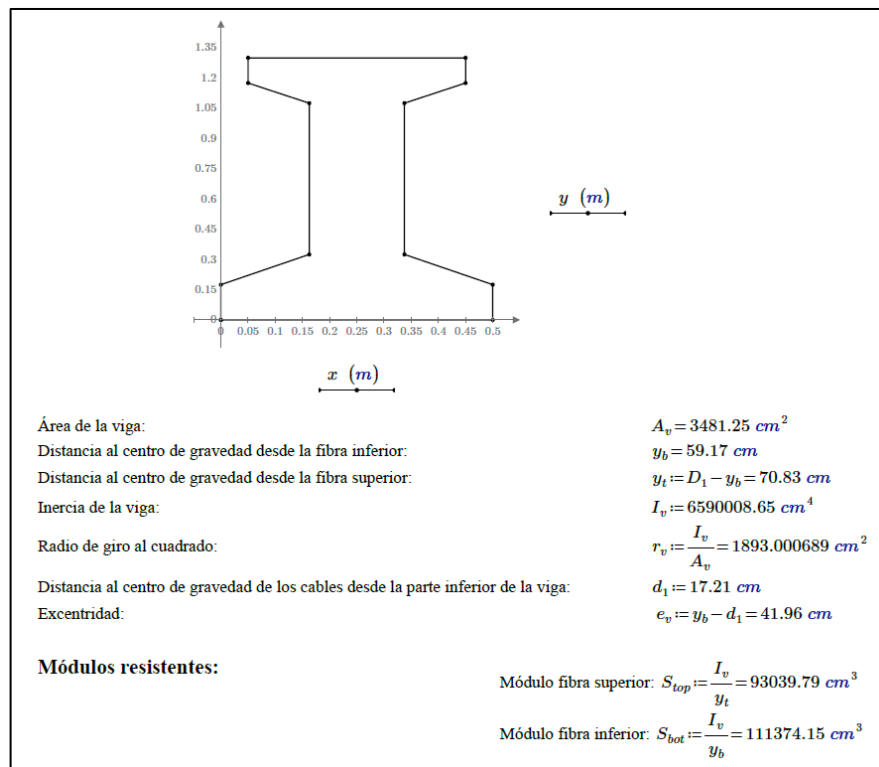
El centro de gravedad se encuentra a 17,21 cm desde la base de la viga.

Según el ACI (**art. 4.12.2.1**), el diseño de miembros y sistemas presforzados debe estar basado en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas desde que el presforzado es aplicado, dicho análisis se lo realiza en tres etapas durante la fase de construcción de tal manera que se analiza que no se produzcan esfuerzos que lleguen a afectar la viga pretensada.

#### – Etapa 1. Condiciones al cortar el cable

La primera etapa se da en las condiciones iniciales al cortar el cable siguiendo la norma se especifica que los esfuerzos permitidos en el hormigón al cortar los cables no deberán superar lo dicho por la norma:  $0,8 * \sqrt{f'_{ci}}$  para la fibra superior y  $0,6 * \sqrt{f'_{ci}}$  para la fibra inferior, siendo  $f'_{ci}$  la resistencia inicial del hormigón al cortar los cables.

Antes de calcular los esfuerzos, es necesario conocer ciertas propiedades de la viga sin conformar la sección compuesta tal y como se presenta en el siguiente cuadro:



Los esfuerzos deben ser calculados en las fibras extremas de la viga, en la parte superior e inferior de la misma, para el centro de la luz y en los extremos de la viga, las expresiones para este cálculo son las siguientes:

$$f_{top} = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 - \frac{e \cdot y_t}{r_v^2}\right) - \frac{M_D}{S_{top}} \quad \text{Ec. 31. Esfuerzo en la fibra superior.}$$

$$f_{bot} = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e \cdot y_b}{r_v^2}\right) + \frac{M_D}{S_{bot}} \quad \text{Ec. 32. Esfuerzo en la fibra inferior}$$

Pi: es la fuerza de pretensado inicial antes de las pérdidas =  $f_{pi}$  \* área de los torones  
siendo  $f_{pi}$  la tensión inicial en el torón que usualmente es equivalente a  $0,75 \cdot f_{pu}$ .

<p>Tensión de trabajo: <math>f_{pi} := 0.75 \cdot f_{pu} = 14250 \frac{kgf}{cm^2}</math></p> <p><math>P_i := f_{pi} \cdot A_{ps} = 288491.25 \text{ kgf}</math></p>
---

$A_c$ : área de la sección de hormigón

$e$ : excentricidad del centroide de los cables de pretensar con respecto a la línea neutra de la sección

$y_t$ : distancia desde la línea neutra hasta la fibra extrema exterior

$y_b$ : distancia desde la línea neutra hasta la fibra extrema inferior

$r_v^2$ : radio de giro al cuadrado de la sección, calculada mediante la inercia sobre el área

$M_D$ : Momento flector por peso propio

$S_t$ : Módulo resistente de la sección con respecto a la fibra superior =  $\frac{\text{Inercia de la viga}}{y_t}$

$S_b$ : Módulo resistente de la sección con respecto a la fibra inferior =  $\frac{\text{Inercia de la viga}}{y_b}$

<p>• TENSIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ:</p>
<p>• Fibra Inferior</p>
$f_{adm} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -192 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{cb} := -\frac{P_i}{A_v} \left(1 + \frac{e_v \cdot y_b}{r_v}\right) + \frac{M_{pp}}{S_{bot}} = -141.953287 \frac{kgf}{cm^2}$
<p style="text-align: right;">Verificación1 = "Cumple"</p>
<p>• Fibra Superior</p>
$f_{adm\_2} := 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 14.31 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{ct} := -\frac{P_i}{A_v} \left(1 - \frac{e_v \cdot y_t}{r_v}\right) - \frac{M_{pp}}{S_{top}} = -12.14384 \frac{kgf}{cm^2}$
<p style="text-align: right;">Verificación2 = "Cumple"</p>

Tal como se puede observar las tensiones en el centro de la luz cumple con los requisitos que da la norma, por lo que se procede a verificar las tensiones que se genera en los extremos, para este caso con las siguientes expresiones:

$$f_{top} = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 - \frac{e*y_t}{r_v^2}\right) \quad \text{Ec. 33. Tensiones para la fibra superior en los extremos de la viga}$$

$$f_{bot} = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e*y_b}{r_v^2}\right) \quad \text{Ec. 34. Tensiones para la fibra inferior en los extremos de la viga}$$

<p>• <b>TENSIONES EN LOS EXTREMOS</b></p>	
<p>• <b>Fibra Inferior</b></p>	
$f_{adm\_ex} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -192 \frac{kgf}{cm^2}$	
$f_{cb\_ex} := -\frac{P_i}{A_v} \left(1 + \frac{e_v \cdot y_b}{r_v}\right) = -192.156148 \frac{kgf}{cm^2}$	
<p>Verificación1_ex = "Revisar"</p>	
<p>• <b>Fibra Superior (Tracción)</b></p>	
$f_{adm\_2\_ex} := f_{adm\_2} \cdot 2 = 28.62 \frac{kgf}{cm^2}$	
$f_{ct\_ex} := -\frac{P_i}{A_v} \left(1 - \frac{e_v \cdot y_t}{r_v}\right) = 47.383961 \frac{kgf}{cm^2}$	
<p>Verificación2_ex = "Revisar"</p>	

Como se puede observar las tensiones en los extremos de la viga no cumplen con el valor máximo que indica la norma por lo que como solución, se recomienda enfundar una cantidad de cables que no sea mayor al 30% del total de cables a utilizarse, evitando que actúen en los extremos y reduciendo así las tensiones, se ha optado por enfundar 6 cables de la parte inferior, por lo que se tiene un área nueva que será de 14,32 cm<sup>2</sup> y la distancia al centro de gravedad desde la parte inferior de 21,23 cm, con los nuevos datos se procede a verificar nuevamente las tensiones en los extremos como sigue:

<p>• Fibra Inferior</p> $f_{adm\_ex\_ENF} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -192 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{cb\_ex\_ENF} := -\frac{P_{i\_ENF}}{A_v} \left( 1 + \frac{e_{v\_ENF} \cdot y_b}{r_v} \right) = -128.170438 \frac{kgf}{cm^2}$
<p style="text-align: right;">Verificación1_ex_ENF = "Cumple"</p>
<p>• Fibra Superior</p> $f_{adm\_2\_ex\_ENF} := f_{adm\_2} \cdot 2 = 28.62 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{ct\_ex\_ENF} := -\frac{P_{i\_ENF}}{A_v} \left( 1 - \frac{e_{v\_ENF} \cdot y_t}{r_v} \right) = 24.621279 \frac{kgf}{cm^2}$
<p style="text-align: right;">Verificación2_ex_ENF = "Cumple"</p>

Se observa que, al enfundar los cables, se cumple con las tensiones máximas por lo que se puede continuar con el diseño.

#### – Etapa 2. Condiciones al colocar la losa fundida in situ

Para este caso, teniendo el peso propio de las vigas, también es necesario conocer el peso propio de la losa que deberán soportar las vigas, cabe recalcar que la losa se supone no apuntalada y que ya se han producido pérdidas en los cables, las tensiones en el centro de la luz deben ser determinadas de acuerdo a las siguientes expresiones en la cual se considera el momento flector adicional debido al peso de la losa y cualquier otra carga:

$$f_{ct} = -\frac{P_{ef}}{A_v} * \left( 1 - \frac{e \cdot y_t}{r_v^2} \right) - \frac{M_D + M_{lh}}{S_{top}} \quad \text{Ec. 35 Esfuerzo en la fibra superior al colocar la losa}$$

$$f_{cb} = -\frac{P_{ef}}{A_v} * \left( 1 + \frac{e \cdot y_b}{r_v^2} \right) + \frac{M_{pp} + M_{lh}}{S_{bot}} \quad \text{Ec. 36 Esfuerzo en la fibra inferior al colocar la losa}$$

En donde,

$P_{ef}$ : es la fuerza de pretensado efectiva antes de las pérdidas =  $f_{pe} \cdot \text{área de los torones}$  siendo  $f_{pe}$  la tensión efectiva final en el torón que usualmente es equivalente a  $0,77 \cdot f_{pi}$ .

<p><b>Fuerza de tensado efectiva <math>P_{ef}</math>:</b></p> <p>Tensión efectiva final en torones, luego de pérdidas.: <math>f_{pe} := 0.77 \cdot f_{pi} = 10972.5 \frac{kgf}{cm^2}</math></p> <p><math>P_{ef} := f_{pe} \cdot A_{ps} = 222138.2625 \text{ kgf}</math></p>
---

$A_c$ : área de la sección de hormigón

$e$ : excentricidad del centroide de los cables de pretensar con respecto a la línea neutra de la sección

$y_t$ : distancia desde la línea neutra hasta la fibra extrema exterior

$y_b$ : distancia desde la línea neutra hasta la fibra extrema inferior

$r_v^2$ : radio de giro al cuadrado de la sección, calculada mediante la inercia sobre el área

$M_D$ : Momento flector por peso propio

$M_{lh}$ : Momento flector adicional debido al peso de la losa

Stop: Módulo resistente de la sección con respecto a la fibra superior =  $\frac{\text{Inercia de la viga}}{y_t}$

Sbot: Módulo resistente de la sección con respecto a la fibra inferior =  $\frac{\text{Inercia de la viga}}{y_b}$

<ul style="list-style-type: none"> <li><b>TENSIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Fibra Inferior</b></li> </ul> </li> </ul>	
$f_{adm\_2} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -192 \frac{kgf}{cm^2} \quad (\text{Art.5.9.2.3.1a})$	
$f_{cb\_2} := -\frac{P_{ef}}{A_v} \left( 1 + \frac{e_v \cdot y_b}{r_v} \right) + \frac{M_{pp} + M_{lh}}{S_{bot}} = -40.897755 \frac{kgf}{cm^2}$	
<ul style="list-style-type: none"> <li><b>Fibra Superior</b></li> </ul>	Verificación1_2 = "Cumple"
$f_{adm\_2\_2} := 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 14.31 \frac{kgf}{cm^2}$	
$f_{ct\_2} := -\frac{P_{ef}}{A_v} \left( 1 - \frac{e_v \cdot y_t}{r_v} \right) - \frac{M_{pp} + M_{lh}}{S_{top}} = -91.237127 \frac{kgf}{cm^2}$	
	Verificación2_2 = "Cumple"

### – Etapa 3 Condiciones bajo cargas de servicio después de las pérdidas

Para este caso se debe analizar los esfuerzos en estado elástico con las cargas sin mayorar en la parte superior en la losa fundida y en la parte superior e inferior de la viga pretensada, debe trabajarse la sección ya no únicamente con la viga sino la sección compuesta entre la viga y la losa pues al momento de colar la losa in situ pasa a formar parte del elemento resistente, además los esfuerzos admisibles vendrán determinados por:  $0.45 \cdot f'_{ci}$  para la parte superior en la losa fundida,  $0.45 \cdot f'_{cv}$  para la parte superior de la viga pretensada y  $2 \cdot \sqrt{f'_{cv}}$  para la parte inferior de la viga.

Con lo anterior mencionada, en las expresiones para determinar los esfuerzos intervienen nuevas condiciones:

$$f_{ct} = -\frac{P_{ef}}{A_v} * \left(1 - \frac{e \cdot y_t}{r_v^2}\right) - \frac{M_D + M_{lh}}{S_{top}} - \frac{M_L + M_{AD}}{S_{c_{top}}} \quad \text{Ec. 37. Esfuerzo para la parte superior de la viga}$$

$$f_{cb} = -\frac{P_{ef}}{A_v} * \left(1 + \frac{e \cdot y_b}{r_v^2}\right) + \frac{M_{pp} + M_{lh}}{S_{bot}} - \frac{M_L + M_{AD}}{S_{c_{bot}}} \quad \text{Ec. 38. Esfuerzo para la parte inferior de la viga}$$

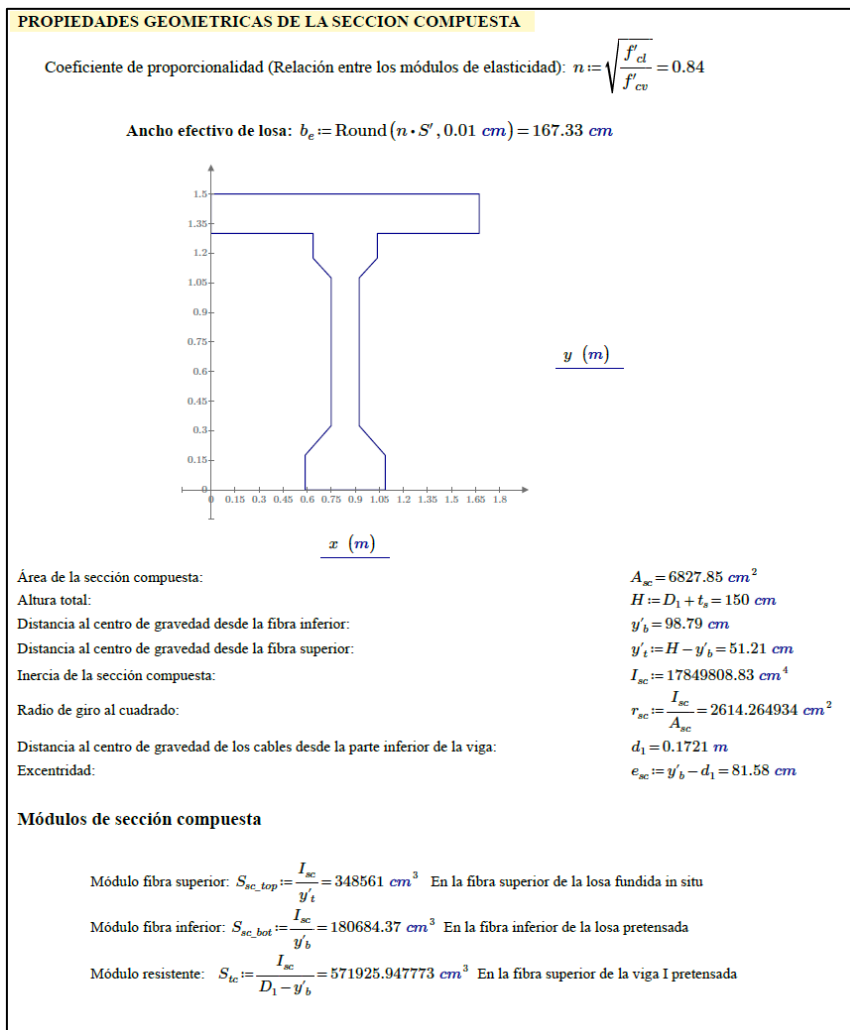
Para determinar los esfuerzos producidos a la altura de la fibra superior se usa:

$$f_{ts} = -\frac{M_L + M_{AD}}{S_{c_{bot}}} \quad \text{Ec. 39. Esfuerzo en la fibra superior en la sección compuesta.}$$

$M_L$ : es el momento por carga viva en el elemento pretensado

$M_{AD}$ : es el momento por cargas muertas adicionales

$S_{c_{top}/bot}$ : modulo resistente de la sección compuesta con respecto a la fibra superior/inferior



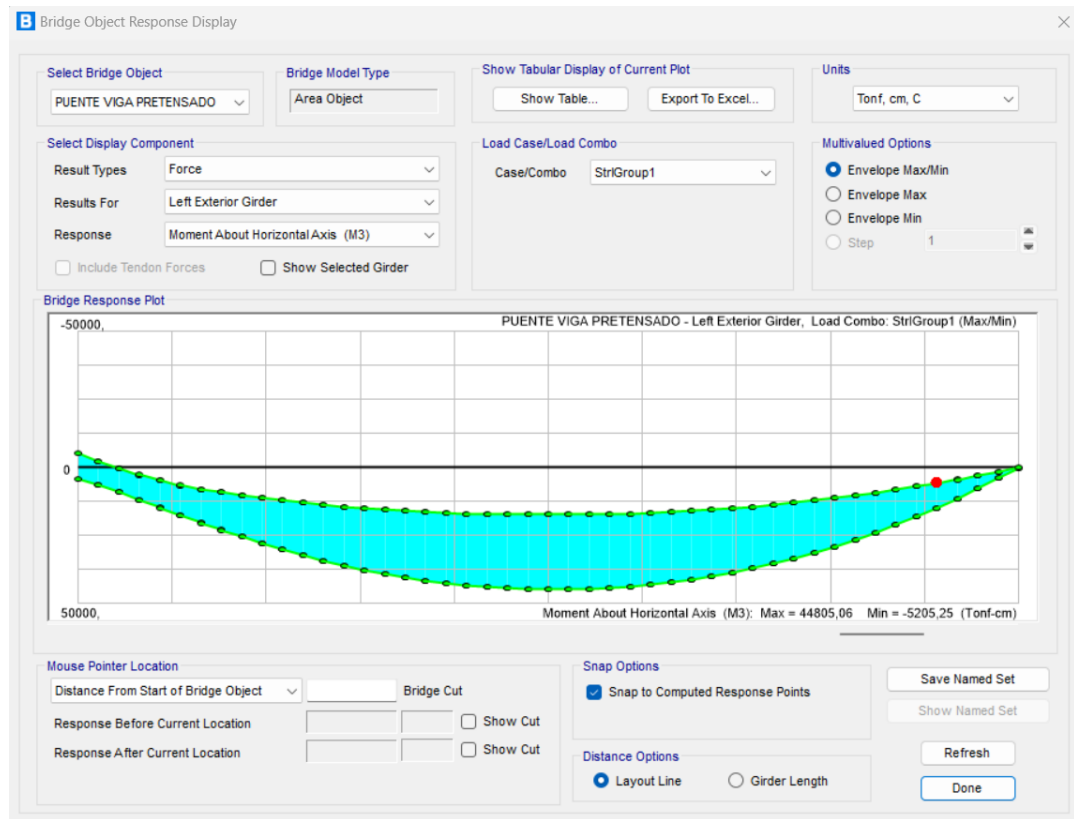


El cálculo de los esfuerzos se describe a continuación:

<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>TENSIONES EN EL CENTRO DE LA LUZ:</b></li> <li>• <b>Fatiga parte superior losa fundida</b></li> </ul>	
$f_{adm\_SC} := -0.45 \cdot f'_{cl} = -126 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{scb\_SC} := \frac{M_{LL\_IM\_VI}}{S_{sc\_top}} = -31.790705 \frac{kgf}{cm^2}$	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Fatiga en la parte superior de la viga pretensada I</b></li> </ul>	Verificación1_SC = "Cumple"
$f_{adm2\_SC} := -0.45 \cdot f'_{cv} = -180 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{ct\_SC} := f_{ct\_2} - \frac{M_{LL\_IM\_VI}}{S_{tc}} = -110.612013 \frac{kgf}{cm^2}$	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Fatiga en la parte inferior de la viga pretensada I</b></li> </ul>	Verificación2_SC = "Cumple"
$f_{adm\_3SC} := 2 \cdot \sqrt{f'_{cv} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 40 \frac{kgf}{cm^2}$ $f_{cb\_SC} := f_{cb\_2} + \frac{M_{LL\_IM\_VI}}{S_{sc\_bot}} = 20.430184 \frac{kgf}{cm^2}$	
	$f_{cb} = -141.953287 \frac{kgf}{cm^2}$
	Verificación3 = "Cumple"

– Diseño por estado límite de resistencia

Anteriormente se mencionó que se realizó el modelo en el software CSI Bridge para obtener los momentos últimos y demás solicitaciones que deberán resistir las vigas. Según la norma debe hacerse algunas verificaciones respecto al momento nominal resistente que tendrán las vigas teniendo que ser mayor al momento último de diseño, también debe verificarse la relación entre el momento nominal y el momento crítico para que cumpla con los requisitos mínimos de ductilidad.



**Figura 3.40.** Solicitación proveniente del CSI Bridge.

Fuente: Autores (2023)

De la figura anterior se tiene un momento ultimo de diseño de 44805,06 kg\*m, siendo este muy similar al que se obtiene realizando cálculos manuales, por lo que se acepta por seguridad el mayor momento entre los dos calculados siendo de 449685 kg\*m y verificar que la resistencia sea capaz de cubrir este valor.

La altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión en el hormigón viene dada por la expresión:

$$a = \frac{A_v * f_{ps}}{0.85 * f_{rc} * b} \quad \text{Ec. 40 Bloque equivalente de esfuerzos a compresión en el hormigón}$$

Siendo  $f_{ps}$  el esfuerzo del acero y  $b$  el ancho equivalente de diseño.

El momento nominal se determina mediante:

$$M_n = A_v * f_{ps} * (d_p - \frac{a}{2}) \quad \text{Ec. 41. Momento nominal resistente}$$

Con el fin de verificar que la sección no tenga muy poco acero y que por tanto no existan fallas frágiles el ACI recomienda que la relación entre el momento nominal y

el momento crítico no deberá ser superior a 1.2, siendo el momento crítico determinado por:

$$M_{cr} = f_r * S_{bot} + P_{ef} \left( \frac{r^2}{y_b} + e \right) \quad \text{Ec. 42. Momento crítico de la sección.}$$

Asumiendo un comportamiento de sección rectangular de viga

$$c := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f'_{cv} \cdot \beta_1 \cdot b_e + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} = 8.68 \text{ cm} \quad a := \beta_1 \cdot c = 6.63 \text{ cm}$$

Diseñar := if ( $a \leq t_s$ , “Como viga rectangular”, “Como viga T”) Diseñar = “Como viga rectangular”

$$\text{Esfuerzo promedio de presfuerzo: } f_{ps} := f_{pu} \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.6.3.1.1-1) \quad f_{ps} = 18.65 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Momento resistente: } \phi_p M_n := 1 \cdot A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left( D_1 + t_w - d_1 - \frac{a}{2} \right) = 479282.01 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Diseño := if ( $\phi_p M_n > M_u$ , “Adecuado”, “Revisar”) Diseño = “Adecuado”

Cálculo momento crítico:

$$M_{cr} := 2 \cdot \sqrt{f'_{cv} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot S_{sc\_bot} + P_{ef} \cdot \left( e_{sc} + \frac{r_{sc}}{y'_b} \right) = 312278.25702 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

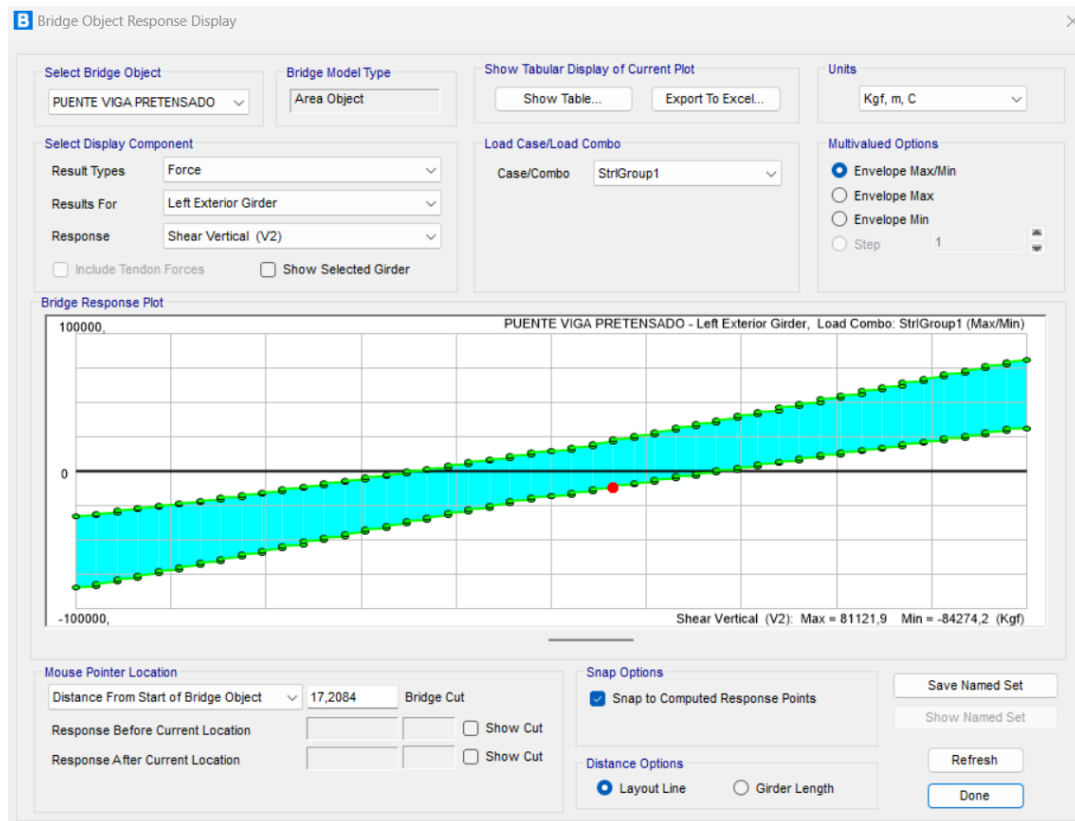
Relación Mn/Mcr:

Min = 1.2 Norma del ACI, para asegurar la ductilidad necesaria, si menor a 1 es crítico

$$\text{Comprobaciòn} := \text{if} \left( \frac{\phi_p M_n}{M_{cr}} \leq 1.2, \text{“ No cumple ”}, \text{“ Cumple ”} \right) = \text{“ Cumple ”}$$

– Cálculo del cortante en los apoyos

Para revisar el cortante lo que se hace es que el alma de la viga absorba todo el cortante que se genera por las cargas de diseño, se verifica si requiere estribos y además se verifica que el cortante máximo resista el cortante que se genera en los estribos.



**Figura 3.41.** Cortante proveniente del CSI Bridge

Fuente: Autores (2023)

Se tiene un cortante ultimo de diseño igual a 81121,91 kgf, se debe determinar la resistencia del hormigón a cortante mediante la expresión:

$$V_c = (0.16 * \sqrt{f'_{cv}} + 49 * \frac{V_u * d_p}{M_u}) * t_w * d \quad \text{Ec. 43. Resistencia del hormigón a cortante.}$$

Con este valor del cortante se debe comprobar que no sea menor a:  $0,53 * \sqrt{f'_{cv}} * t_w * d$ , ni mayor a:  $1,33 * \sqrt{f'_{cv}} * t_w * d$ , además debe comprobarse que el valor del cortante  $V_s$  no sea superior a  $V_{\max}$  determinado por:

$$V_{\max} = 2.2 * \sqrt{f'_{cv}} * b * d \quad \text{Ec. 44. Cortante máximo.}$$

Realizando los cálculos respectivos para este caso se tiene:

$$V_c := \left( 0.16 \cdot \sqrt{400} + 49 \cdot \left( \frac{V_u \cdot d_r}{M_u} \right) \right) \cdot t_w \cdot d_r \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad V_c = 29253.84 \text{ } kgf$$

$$V_{c\_min} := \left( (0.53 \cdot \sqrt{400}) \cdot t_w \cdot d_r \right) \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad V_{c\_min} = 21332.5 \text{ } kgf$$

$$V_{c\_max} := \left( (1.33 \cdot \sqrt{400}) \cdot t_w \cdot d_r \right) \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad V_{c\_max} = 53532.5 \text{ } kgf$$

Se requiere estribos en alma por cortante.

Cortante de estribos:

$$V_s := V_u - V_c = 60881.606582 \text{ } kgf$$

Cortante máximo:

$$V_{max} := 2.2 \cdot \sqrt{f'_{cv}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot t_w \cdot (D_1 - d_1) = 86848.3 \text{ } kgf$$

Diseño := if ( $V_s < V_{max}$ , "Se puede diseñar estribos", "No se puede diseñar")

Diseño = "Se puede diseñar estribos"

El área mínima de cortante viene determinada por la expresión siguiente:

$$A_v = 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot \text{Separación}}{f_y} \quad \text{Ec. 45 Área mínima de cortante.}$$

Revisando la resistencia del cortante y tomando estribos de 10mm con una separación de 10 cm el área mínima es:

Fuerza cortante que resiste el Refuerzo:  $V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{S_{adoptado}} = 86.875546 \text{ } tonnef$

Resistencia Nominal a Corte:  $\phi V_n := \phi_c \cdot \min(V_c + V_s, 0.25 \cdot f'_{cv} \cdot b_v \cdot d_v) = 104.52 \text{ } tonnef$

Diseño := if ( $V_u < \phi V_n$ , "Cumple", "Revisar") Diseño = "Cumple"

Armadura mínima transversal

$$A_{v\_min} := 0.27 \cdot \sqrt{f'_{cv}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \frac{b_v \cdot S_{adoptado}}{f_y}$$

Área de Corte a usar:  $A_v := \begin{cases} A_{v\_min} & \text{if } A_{v\_min} < A_v \\ A_v & \text{else} \\ A_{v\_min} & \end{cases}$   $A_v = 1.57 \text{ } cm^2$

– Cálculo del cortante horizontal sobre la viga I

Este cálculo se realiza con el fin de verificar si se requiere acero entre la viga y la losa fundida in situ, se debe verificar que el cortante horizontal máximo no sea superado

por el cortante horizontal producido en la sección, siendo para el caso en el que se ha colocado estribos en una cuantía mínima y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada con una rugosidad de 6mm el cortante horizontal puede tomarse como:

$$v_{nh} = (18 + 0.6 * \frac{Av*2}{S*b} * fy) * b * d \quad \text{Ec. 46 Cálculo del cortante horizontal}$$

Resistencia a cortante horizontal:	
$V_h := (5.5 \cdot B_1 \cdot (D_1 - d_1)) \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 24813.8 \text{ kgf}$	Resistencia unicamente del hormigón simple.
$v_h := \left( \left( 18 + \left( 0.6 \cdot \frac{A_{v.1} \cdot 2}{S_{adoptado} \cdot B_1} \cdot 4200 \right) \right) \cdot B_1 \cdot (D_1 - d_1) \right) \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 125855.66966 \text{ kgf}$	Resistencia pasados los ESTRIBOS del alma y superficie de contacto necesariamente RUGOSA (rugosidad 6 mm.)
$v_{h\_max} := (35 \cdot B_1 \cdot (D_1 - d_1)) \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 157906 \text{ kgf}$	No puede pasarse de este valor, de lo contrario diseño especial, con conectores de cortante ACI 17.5
<p><span style="border: 1px solid green; padding: 2px;">Diseño</span> := if (<math>v_h &lt; v_{h\_max}</math>, "Cumple", "Requiere diseño especial con conectores de cortante")      <span style="background-color: yellow;">Diseño = "Cumple"</span></p>	

#### – Cálculo del camber y de las deformaciones

Se debe realizar el análisis de la flecha que se genera a corto y largo plazo y estas deben cumplir con los requisitos de deflexión que indica la norma siendo los más exigentes los dados por la AASHTO en la cual se especifica que:

$$\Delta < \frac{L}{1000} \quad \text{Para carga vehicular y peatonal}$$

$$\Delta < \frac{L}{800} \quad \text{Para carga vehicular general}$$

$$\Delta_{\uparrow} = \frac{P_i * e * L^2}{8 * E_{ci} * I} \quad \text{Ec. 47. Deflexión hacia arriba por los cables pretensados}$$

$$\Delta_{\downarrow} = \frac{5 * D_c * L^4}{384 * E_{ci} * I} \quad \text{Ec. 48. Deflexión hacia abajo por peso propio}$$

Siendo L la luz de la viga, I su inercia y Eci el módulo de elasticidad inicial del hormigón.

$$\Delta_{cc} := \frac{P_i \cdot e_v \cdot L^2}{8 \cdot E_{cv} \cdot I_v}$$

$\Delta_{cc} = 2.504846 \text{ cm}$

Camber (flecha hacia arriba), en el momento de cortar los cables

$$\Delta_{cs} := -\frac{5 D_c \cdot L^4}{384 \cdot E_{cv} \cdot I_v}$$

$\Delta_{cs} = -0.1606 \text{ cm}$

Flecha elástica (hacia abajo)

$$\Delta_{cis} := \Delta_{cc} + \Delta_{cs} = 2.344246 \text{ cm}$$

Flecha inicial con cargas de servicio.

$$\Delta_{cam} := \Delta_{cc} \cdot \left( \frac{P_i - P_{ef}}{P_i} \right) = 0.582113 \text{ cm}$$

Disminución del camber si pasan 30 días

$$\Delta_{icam} := \Delta_{cc} - \Delta_{cam} + \Delta_{cs} = 1.762133 \text{ cm}$$

Flecha inicial con nuevo camber

$$F_{\text{impacto}} := 1.24$$

$$\Delta_{fcam} := \Delta_{icam} \cdot F_{\text{impacto}} = 2.185045 \text{ cm}$$

Máximos por norma:

$$\Delta_{\text{max}_1} := \frac{L}{1000} = 2.3 \text{ cm}$$

AASHTO, tráfico vehicular y peatonal (carga + imp.) Norma demasiado exigente

$$\Delta_{\text{max}_2} := \frac{L}{800} = 2.875 \text{ cm}$$

AASHTO, para tráfico vehicular (se debe tomar la carga más impacto)

Comprobación:

Diseño := if ( $\Delta_{fcam} < \Delta_{\text{max}_1}$ , "Cumple con la deflexión permisible", "No cumple")

Diseño = "Cumple con la deflexión permisible"

Deflexiones a largo plazo usando multiplicadores PCI:

$$\Delta_{DC_S} := \Delta_{cs} = -0.1606 \text{ cm}$$

Flecha por carga muerta y servicio final

$$\Delta_{\text{final}} := \Delta_{cc} - \Delta_{cam} + \Delta_{DC_S} = 1.762133 \text{ cm}$$

Flecha final

$$\Delta_{\text{may}} := 1.3 \cdot \Delta_{\text{final}} = 2.290773 \text{ cm}$$

"Considero" un factor de 1,3 impacto:

Diseño := if ( $\Delta_{\text{may}} < \Delta_{\text{max}_1}$ , "Cumple con la deflexión permisible", "No cumple")

Diseño = "Cumple con la deflexión permisible"

Como se observa en los cálculos se cumple con la deflexión permisible por lo que el diseño se considera correcto.

Para los demás elementos estructurales se ha determinado que pueden llevar la misma configuración calculada anteriormente, siendo que fueron diseñados para solicitaciones mucho mayores que las que tiene la viga pretensada, el armado de los diafragmas y del estribo pueden revisarse en la sección de anexos de este trabajo.

## CAPITULO 4

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

##### 4.1 Presupuesto referencial puente construido con vigas de hormigón armado

El presupuesto referencial toma en cuenta las cantidades respectivas de los materiales y actividades que conllevan la construcción del puente mediante este tipo de vigas, el análisis de precios unitarios para cada rubro del presupuesto se encuentra en la sección de anexos.

**Tabla 4.1.** Presupuesto referencial hormigón armado.

PUENTE VIGA LOSA DE HORMIGON ARMADO SOBRE EL RIO DELEG						
Oferente:		Buestán - Saldaña				
Ubicación:		Javier Loyola - Azogues				
Fecha:		20/01/2023				
PRESUPUESTO REFERENCIAL						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		OBRAS PRELIMINARES				11.689,11
1.1	559019	Excavación mecánica con excavadora de oruga, profundidad (4-6) m, material sin clasificar	m3	1.285,22	3,13	4.022,74
1.2	595003	Desbroce, desbosque y limpieza de áreas mayores	ha	1,00	423,36	423,36
1.3	5B1007	Replanteo y nivelación	m2	510,00	2,32	1.183,20
1.4	5AL024	Relleno compactado, 50% material del sitio, 50% mejoramiento	m3	642,61	9,43	6.059,81
2		SUBESTRUCTURA				46.979,45
2.1	517007	Hormigón ciclópeo (60% hormigón y 40% piedra) f'c= 180kg/cm2, elaboración y vertido	m3	155,02	94,69	14.678,84
2.2	569005	Hormigón simple f'c= 350kg/cm2, elaboración y vertido	m3	57,17	169,38	9.683,45
2.3	530016	Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2, suministro e instalación	kg	4.674,62	2,02	9.442,73
2.4	580007	Encofrado de muros de contención, suministro y colocación	m2	254,72	40,73	10.374,75



2.5	550001	Material filtrante para drenes, suministro e instalación	m3	17,60	36,97	650,67
2.6	550004	Drenes con tubería de pvc 200mm, suministro e instalación	m	41,00	25,57	1.048,37
2.7	510005	Suministro y colocación de placa de apoyo de neopreno (Dureza shore 60 520mmx200mmx52mm)	u	6,00	183,44	1.100,64
<b>3</b>		<b>SUPERESTRUCTURA</b>				<b>46.958,34</b>
3.1	517008	Hormigón simple f'c= 210kg/cm2, elaboración y vertido	m3	15,82	138,60	2.192,65
3.2	569004	Hormigón simple f'c= 280kg/cm2, elaboración y vertido	m3	85,28	154,09	13.140,80
3.3	530016	Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2, suministro e instalación	kg	12.030,76	2,02	24.302,14
3.4	580040	Encofrado y desencofrado recto, suministro y colocación	m2	398,38	18,14	7.226,61
3.5	550008	Drenes con tubería pvc 110mm, suministro e instalación	m	12,60	7,63	96,14
<b>4</b>		<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				<b>57.537,29</b>
4.1	535004	Conformación y compactación de mejoramiento con equipo pesado	m3	1.823,55	30,24	55.144,15
4.2	5A0022	Carpeta asfáltica e= 2in con hormigón asfáltico mezclado en planta, suministro, tendido y compactado	m2	82,80	26,74	2.214,07
4.3	5AV018	Señalización vertical (información de destino), suministro y colocación	u	1,00	89,53	89,53
4.4	5AV025	Señalización vertical preventivas, suministro y colocación	u	1,00	89,54	89,54
<b>SUBTOTAL</b>						<b>163.164,19</b>
<b>IVA</b>					12 %	<b>19.579,70</b>
<b>TOTAL</b>						<b>182.743,89</b>
Son:	CIENTO OCHENTA Y DOS MIL SETECIENTOS CUARENTA Y TRES CON 89/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA					

#### 4.2 Presupuesto referencial para el puente construido de vigas de hormigón pretensado

El mayor cambio respecto al diseño de las dos alternativas es las secciones de las vigas adoptadas, teniendo para este caso un presupuesto referencial acorde a la siguiente tabla:

**Tabla 4.2.** Presupuesto Referencial con vigas pretensadas.

PUENTE VIGA LOSA CON VIGAS DE HORMIGON PRETENSADO Y LOSA FUNDIDA IN SITU SOBRE RIO DELEG						
Oferente:		Buestán - Saldaña				
Ubicación:		Javier Loyola - Azogues				
Fecha:		06/01/2023				
PRESUPUESTO REFERENCIAL						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1		OBRAS PRELIMINARES				11.689,11
1.1	559019	Excavación mecánica con excavadora de oruga, profundidad (4-6) m, material sin clasificar	m3	1.285,22	3,13	4.022,74
1.2	595003	Desbroce, desbosque y limpieza de áreas mayores	ha	1,00	423,36	423,36
1.3	5B1007	Replanteo y nivelación	m2	510,00	2,32	1.183,20
1.4	5AL024	Relleno compactado, 50% material del sitio, 50% mejoramiento	m3	642,61	9,43	6.059,81
2		SUBESTRUCTURA				46.317,54
2.1	517007	Hormigón ciclópeo (60% hormigón y 40% piedra) f'c= 180kg/cm2, elaboración y vertido	m3	155,02	94,69	14.678,84
2.2	569005	Hormigón simple f'c= 350kg/cm2, elaboración y vertido	m3	56,46	169,38	9.563,19
2.3	530016	Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2, suministro e instalación	kg	4.556,09	2,02	9.203,30
2.4	580007	Encofrado de muros de contención, suministro y colocación	m2	247,30	40,73	10.072,53
2.5	550001	Material filtrante para drenes, suministro e instalación	m3	17,60	36,97	650,67
2.6	550004	Drenes con tubería de pvc 200mm, suministro e instalación	m	41,00	25,57	1.048,37

2.7	510005	Suministro y colocación de placa de apoyo de neopreno (Dureza shore 60 520mmx200mmx52mm)	u	6,00	183,44	1.100,64
<b>3</b>		<b>SUPERESTRUCTURA</b>				<b>60.552,68</b>
3.1	517008	Hormigón simple f'c= 210kg/cm2, elaboración y vertido	m3	15,82	138,60	2.192,65
3.2	569004	Hormigón simple f'c= 280kg/cm2, elaboración y vertido	m3	30,30	154,09	4.668,93
3.3	530016	Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2, suministro e instalación	kg	5.846,24	2,02	11.809,40
3.4	580040	Encofrado y desencofrado recto, suministro y colocación	m2	228,83	18,14	4.150,98
3.5	550008	Drenes con tubería pvc 110mm, suministro e instalación	m	12,60	7,63	96,14
3.6	5BL046	Viga pretensada tipo I= 23m, (1.30x0.50) m, suministro y colocación	u	3,00	12.544,86	37.634,58
<b>4</b>		<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				<b>51.350,19</b>
4.1	535004	Conformación y compactación de mejoramiento con equipo pesado	m3	1.618,95	30,24	48.957,05
4.2	5A0022	Carpeta asfáltica e= 2in con hormigón asfáltico mezclado en planta, suministro, tendido y compactado	m2	82,80	26,74	2.214,07
4.3	5AV018	Señalización vertical (información de destino), suministro y colocación	u	1,00	89,53	89,53
4.4	5AV025	Señalización vertical preventivas, suministro y colocación	u	1,00	89,54	89,54
<b>SUBTOTAL</b>						<b>169.909,52</b>
<b>IVA</b>					12 %	<b>20.389,14</b>
<b>TOTAL</b>						<b>190.298,66</b>

Son:	CIENTO NOVENTA MIL DOSCIENTOS NOVENTA Y OCHO CON 66/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA
------	--

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

Tras haber realizado el presente proyecto se ha podido cumplir con todos los objetivos planteados del mismo teniendo las siguientes conclusiones:

- Se llevó a cabo los estudios necesarios y el diseño del puente, se determinó que la luz del puente sea de 23 m, contando con un único carril, con veredas y sus respectivas protecciones laterales, teniendo un ancho de 6m, además en función de los demás objetivos planteados se determinó la mejor propuesta para el puente.
- Se realizó la recopilación bibliográfica con respecto al diseño de puentes para las alternativas planteadas en este trabajo, siendo muy importante el identificar las normas que se deben seguir y todos los criterios que se deben cumplir para que el diseño realizado sea considerado correcto.
- Se hicieron los estudios de suelos respectivos, que determinaron un tipo de suelo grava limosa con arena a ambos lados del lecho del río, además se evidenció la presencia de material depositado en la parte superior teniendo que adoptar como una solución constructiva el usar una cimentación en pozo de hormigón ciclópeo para así, aprovechar el material existente en la zona y a la vez reducir la altura total del estribo.
- Se diseñaron dos alternativas constructivas empleando vigas de hormigón armado fundida in situ y vigas de hormigón pretensadas y tras haber realizado un análisis económico para las dos situaciones se definió que la alternativa más conveniente es la de usar vigas de hormigón armado con un presupuesto de \$ 182.743,89, la cual no presenta demasiada diferencia respecto al presupuesto planteado con vigas pretensadas de \$ 190.268,66, por lo que a parte del criterio económico, podría considerarse que ambas son soluciones apropiadas para construirse y dependerán únicamente de la elección del contratista.
- El diseño planteado tanto en vigas fundidas in situ como con vigas pretensadas cumplieron con todas las especificaciones dadas por las normas utilizadas, siendo la deflexión uno de los criterios más importantes a tomar en cuenta y para lo cual se ha determinado que se encuentran dentro de los rangos permisibles.
- Se redactó el informe respectivo el cual será entregado a quien corresponda y servirá como referencia para el puente que se plantea construir.

## 5.2 Recomendaciones

- Se debe contar con la suficiente información bibliográfica de las normativas y que las mismas estén actualizadas para que al momento de diseñar se pueda cumplir con todas las especificaciones que se requiera.
- Para la construcción se recomienda que los materiales empleados tengan las mismas propiedades que se definieron en el diseño pues se realizaron en base a ellos siendo muy importantes para asegurar la integridad de la estructura.
- Se recomienda construir el puente en época seca pues las muestras de suelo fueron tomadas en estas fechas por lo que el nivel freático se encuentra por debajo de la cimentación, sin embargo, podría darse el caso de que en otras épocas del año pueda evidenciarse la presencia del nivel freático por niveles más elevados.
- Se recomienda realizar estudios de refracción sísmica con el fin de determinar a profundidad las características del suelo y así verificar el correcto desempeño del diseño.
- En caso de utilizar el diseño mediante vigas pretensadas debe tomarse en cuenta que los accesos hacia donde se plantea construir el puente, sean apropiados para el transporte de las vigas siendo muy importante el contar con una inspección previa por parte del fabricante de las mismas.
- El uso de elementos estructurales pretensados debería considerarse siempre y cuando sean posibles pues resultan una alternativa muy conveniente para casos en los que se requiera tener secciones más adecuadas y con resistencias apropiadas para los distintos requisitos estructurales.
- El uso y empleo de software resulta muy útil al momento de diseñar pues facilitan los cálculos y además aplicando elementos finitos se logra una mejor precisión en los resultados.

## 6. Bibliografía

Das, B. M., & González, S. R. C. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning.

Álvarez, J. A. T., Ayala, L. M. G., Delgado, M. A. C., Bustamante, X. D. R. H., & Bonilla, N. T. V. (2015). *Análisis de la Socavación en Cauces Naturales*. *Revista Politécnica*, 35(3), 83-83.

Lavao Pastrana, S. A. (2014). *Aplicación de la teoría del número de curva (CN) a una cuenca de montaña. Caso de estudio: cuenca del río Murca, mediante la utilización de sistemas de información geográfica*.

López Alonso, R. (2001). *Consideraciones acerca de los límites de aplicación del método del número de curva del Soil Conservation Service*. *Montes: revista de ámbito forestal*, 2001, núm. 66, p. 92-97.

Béjar, M. V. (2004). *Hidrología*. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Gómez Díaz, J. (2015). *Puentes. Parte 1. Plaza de la Revolución, Cuba: Empresa Editorial Poligráfica Félix Varela*

Manrique, E. S. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Piura, Perú: PIRHUA

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Editorial McGraw-Hill. Santafe de Bogota-Colombia.

Castillo-Barahona, R., & Quirós-Serrano, C. (2012). *Barandas para contención vehicular en puentes*.

Rodríguez Serquén, A. (2020). *Puentes*. MI Serquén, Puentes: Con AASHTOLRFD, 1-1.

Torres. E., (2013). *Diseño de Puentes- Interpretación del Código A.A.S.H.T.O.*, Universidad Politécnica Salesiana, Quito, Ecuador.

Ampuero, John., (2008). *Análisis, Diseño y Construcción de Puentes*, Fondo Editorial ICG, (2da Edición), Lima, Perú.

American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural (ACI 318S-19) y Comentario (ACI 318SR-18)*. Michigan: S.E.

*American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). AASHTO LRFD bridge construction specifications. AASHTO.*

*MTOP, M. D. (2002). Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. M. d. Públicas, Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. Quito.*

*Manterola, J. (2006). Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos.*

*Pinto, A., & Torres, R. (2015). Incidencia de la norma AASHTO LRFD bridge design specifications en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto reforzado. Ciencia e Ingeniería, 36(3), 131-140.*

*Córdova Mejía, L. A. (2004). Diseño y vulnerabilidad de puentes, estado del arte (Doctoral dissertation, Universidad del Valle de Guatemala).*

*Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño Sismo Resistente (2015). Quito, Ecuador. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.*

*Carrasco Castro, F. (2010). Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos. Cuenca: Universidad de Cuenca.*

## **7. ANEXOS**



## **ANEXOS 7.1 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 559019

**Descrip.:** Excavación mecánica con excavadora de oruga, profundidad (4-6) m, material sin clasificar

**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
107024	Excavadora de oruga 250HP	Hora	1,00000	40,00	0,05000	2,00	76,63%
Subtotal de Equipo:						2,00	76,63%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Subtotal de Materiales:						0,00	0,00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	2,00	3,83	0,05000	0,38	14,56%	
410002	Operador Excavadora	1,00	4,29	0,05000	0,21	8,05%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,05000	0,02	0,77%	
Subtotal de Mano de Obra:						0,61	23,37%

Costo Directo Total: 2,61

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,52

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>3,13</b>
------------------------------------	-------------

**Son:** TRES CON 13/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 595003  
**Descrip.:** Desbroce, desbosque y limpieza de areas mayores  
**Unidad:** ha

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			3,24	0,92%
107006	Retroexcavadora, potencia bruta 57.40kW	Hora	1,00000	21,18	4,00000	84,72	24,01%
105030	Motosierra 7HP	Hora	20,00000	2,50	4,00000	200,00	56,69%
Subtotal de Equipo:						287,96	81,62%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Subtotal de Materiales:						0,00	0,00%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
410011	Operador de Retroexcavadora	1,00	4,29	4,00000	17,16	4,86%
401004	Peón	3,00	3,83	4,00000	45,96	13,03%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	4,00000	1,72	0,49%
Subtotal de Mano de Obra:					64,84	18,38%

Costo Directo Total: 352,80

COSTOS INDIRECTOS							
						20 %	70,56

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>423,36</b>
------------------------------------	---------------

**Son:** CUATROCIENTOS VEINTE Y TRES CON 36/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 5B1007  
**Descrip.:** Replanteo y nivelación  
**Unidad:** m2

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,03	1,55%
105042	Equipo de topografía (teodolito, tripode, altimetro, nivel, brújula, cinta, mira)	Hora	1,00000	4,00	0,05000	0,20	10,36%
Subtotal de Equipo:						0,23	11,92%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2FH001	Clavo multiuso con cabeza l= 1 1/4in, d= 16mm	kg	0,05000	1,95		0,10	5,18%
2A0043	Tirilla (2x3) cm	m	0,25000	0,30		0,08	4,15%
2CK009	Pintura de caucho exteriores, todos los colores	galon	0,05000	18,25		0,91	47,15%
Subtotal de Materiales:						1,09	56,48%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	1,00	3,83	0,05000	0,19	9,84%	
408001	Topógrafo 2: Título exper. mayor a 5 años	1,00	4,29	0,05000	0,21	10,88%	
402014	Cadenero	1,00	3,87	0,05000	0,19	9,84%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,05000	0,02	1,04%	
Subtotal de Mano de Obra:						0,61	31,61%

Costo Directo Total: 1,93

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,39

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>2,32</b>
------------------------------------	-------------

**Son:** DOS CON 32/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 5AL024  
**Descrip.:** Relleno compactado, 50% material del sitio, 50% mejoramiento  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
105003	Compactador manual de 5.50HP	Hora	1,00000	3,20	0,45780	1,46	18,58%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,19	2,42%
Subtotal de Equipo:						1,65	20,99%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2FZ104	Material seleccionado	m3	0,50000	5,00		2,50	31,81%
Subtotal de Materiales:						2,50	31,81%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,45780	0,20	2,54%
401004	Peón	2,00	3,83	0,45780	3,51	44,66%
Subtotal de Mano de Obra:					3,71	47,20%

Costo Directo Total: 7,86

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,57

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>9,43</b>
------------------------------------	-------------

**Son:** NUEVE CON 43/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 517007  
**Descrip.:** Hormigón ciclópeo (60% hormigón y 40% piedra) f'c= 180kg/cm2, elaboración y vertido  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,36	0,46%
Subtotal de Equipo:						0,36	0,46%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227028	Piedra (para cimientos y/o empedrado) puesta en obra	m3	0,42000	20,00		8,40	10,65%
2FZ007	Agua en obra (incluye instalaciones provisionales)	lt	50,00000	0,05		2,50	3,17%
509008	Hormigón simple f'c= 180kg/cm2, elaboración y vertido	m3	0,63000	95,98		60,47	76,63%
Subtotal de Materiales:						71,37	90,44%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	2,00	3,83	0,60000	4,60	5,83%	
402001	Albañil	1,00	3,87	0,60000	2,32	2,94%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,60000	0,26	0,33%	
Subtotal de Mano de Obra:						7,18	9,10%

Costo Directo Total: 78,91

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 15,78

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>94,69</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** NOVENTA Y CUATRO CON 69/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 509008  
**Descrip.:** Hormigón simple f'c= 180kg/cm2, elaboración y vertido  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,65	0,68%
105001	Concretera 1 saco	Hora	1,00000	3,75	1,08333	4,06	4,23%
105002	Vibrador para concreto, potencia 5.50HP	Hora	1,00000	2,50	1,08333	2,71	2,82%
Subtotal de Equipo:						7,42	7,73%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
226006	Arena puesta en obra	m3	0,50000	20,00		10,00	10,42%
227025	Ripio puesto en obra	m3	0,80000	21,00		16,80	17,50%
241001	Cemento portland tipo I	saco (50kg)	6,20000	7,34		45,51	47,42%
2FZ120	Agua en obra	lt	165,00000	0,02		3,30	3,44%
Subtotal de Materiales:						75,61	78,78%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
402001	Albañil	1,00	3,87	1,08333	4,19	4,37%	
401004	Peón	2,00	3,83	1,08333	8,30	8,65%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	1,08333	0,46	0,48%	
Subtotal de Mano de Obra:						12,95	13,49%

Costo Directo Total: 95,98

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 19,20

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>115,18</b>
------------------------------------	---------------

**Son:** CIENTO QUINCE CON 18/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 569005  
**Descrip.:** Hormigón simple f'c= 350kg/cm2, elaboración y vertido  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,89	0,63%
105001	Concretera 1 saco	Hora	1,00000	3,75	1,48333	5,56	3,94%
Subtotal de Equipo:						6,45	4,57%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
241001	Cemento portland tipo I	saco (50kg)	9,00000	7,34		66,06	46,80%
226006	Arena puesta en obra	m3	0,70000	20,00		14,00	9,92%
227025	Ripio puesto en obra	m3	1,20000	21,00		25,20	17,85%
2FZ007	Agua en obra (incluye instalaciones provisionales)	lt	180,00000	0,05		9,00	6,38%
207005	Aditivo plastificante para hormigón	kg	2,70000	1,00		2,70	1,91%
Subtotal de Materiales:						116,96	82,86%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	2,00	3,83	1,48333	11,36	8,05%	
402001	Albañil	1,00	3,87	1,48333	5,74	4,07%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	1,48333	0,64	0,45%	
Subtotal de Mano de Obra:						17,74	12,57%

Costo Directo Total: 141,15

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 28,23

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>169,38</b>
------------------------------------	---------------

**Son:** CIENTO SESENTA Y NUEVE CON 38/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA



## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 530016  
**Descrip.:** Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2, suministro e instalación  
**Unidad:** kg

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103012	Cortadora dobladora de hierro	Hora	2,00000	0,14	0,02000	0,01	0,60%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,01	0,60%
Subtotal de Equipo:						0,02	1,19%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
274025	Varilla corrugada microaleada d= 12mm	kg	1,35000	0,95		1,28	76,19%
276005	Alambre galvanizado #18	kg	0,05000	2,54		0,13	7,74%
Subtotal de Materiales:						1,41	83,93%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
402006	Fierrero	2,00	3,87	0,02010	0,16	9,52%	
401004	Peón	1,00	3,83	0,02010	0,08	4,76%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,02010	0,01	0,60%	
Subtotal de Mano de Obra:						0,25	14,88%

Costo Directo Total: 1,68

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,34

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>2,02</b>
------------------------------------	-------------

**Son:** DOS CON 02/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 580007  
**Descrip.:** Encofrado de muros de contención, suministro y colocación  
**Unidad:** m2

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,24	0,71%
106001	Módulo completo de andamio metálico h= 1.50m	Hora	1,00000	1,66	0,20000	0,33	0,97%
103043	Módulo metálico de encofrado (1.20x0.40) m	Hora	1,00000	0,38	0,20000	0,08	0,24%
103044	Módulo metálico de encofrado (1.20x0.60) m	Hora	1,00000	0,56	0,20000	0,11	0,32%
103045	Accesorios para encofrado de muros (estabilizadores, anclajes)	Hora	2,10000	0,36	0,20000	0,15	0,44%
Subtotal de Equipo:						0,91	2,68%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2FH001	Clavo multiuso con cabeza l= 1 1/4in, d= 16mm	kg	0,50000	1,95		0,98	2,89%
2A0005	Pingos de eucalipto (4-7) m	m	10,00000	1,10		11,00	32,41%
2A3034	Viga de eucalipto (14x16) cm	m	1,50000	2,20		3,30	9,72%
2AM008	Tablero triplex corriente (1.22x2.44) m, e= 18mm clase B	u	0,30000	40,34		12,10	35,65%
2A0030	Tira de eucalipto (4x5) cm	m	1,00000	0,95		0,95	2,80%
Subtotal de Materiales:						28,33	83,47%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
401004	Peón	4,00	3,83	0,20000	3,06	9,02%
402007	Carpintero	2,00	3,87	0,20000	1,55	4,57%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,20000	0,09	0,27%
Subtotal de Mano de Obra:					4,70	13,85%

Costo Directo Total: 33,94

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 6,79

**Precio Unitario Total ..... 40,73**

**Son:** CUARENTA CON 73/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 550001  
**Descrip.:** Material filtrante para drenes, suministro e instalación  
**Unidad:** m3

<b>COSTOS DIRECTOS</b>
------------------------

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,36	1,17%
Subtotal de Equipo:						0,36	1,17%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227025	Ripio puesto en obra	m3	1,05000	21,00		22,05	71,57%
2FZ007	Agua en obra (incluye instalaciones provisionales)	lt	25,00000	0,05		1,25	4,06%
Subtotal de Materiales:						23,30	75,62%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.		Total	%
401004	Peón	2,00	3,83	0,88333		6,77	21,97%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,88333		0,38	1,23%
Subtotal de Mano de Obra:						7,15	23,21%

Costo Directo Total: 30,81

<b>COSTOS INDIRECTOS</b>
--------------------------

20 % 6,16

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>36,97</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** TREINTA Y SEIS CON 97/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 550004  
**Descrip.:** Drenes con tubería de pvc 200mm, suministro e instalación  
**Unidad:** m

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,20	0,94%
Subtotal de Equipo:						0,20	0,94%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
226006	Arena puesta en obra	m3	0,02000	20,00		0,40	1,88%
227025	Ripio puesto en obra	m3	0,08000	21,00		1,68	7,88%
2EJ002	Pegante para tuberías y accesorios de pvc 3785cc	u	0,01000	43,43		0,43	2,02%
2EN001	Accesorios de pvc desagüe 110mm (codo, uniones, reductor, T, Y o cruces)	u	0,15000	3,20		0,48	2,25%
2EV007	Tubería de desagüe, 200mmx6m	u	0,17000	82,64		14,05	65,93%
Subtotal de Materiales:						17,04	79,96%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
402001	Albañil	1,00	3,87	0,50000	1,94	9,10%
401004	Peón	1,00	3,83	0,50000	1,92	9,01%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,50000	0,21	0,99%
Subtotal de Mano de Obra:					4,07	19,10%

Costo Directo Total: 21,31

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 4,26

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>25,57</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** VEINTE Y CINCO CON 57/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 510005  
**Descrip.:** Suministro y colocación de placa de apoyo de neopreno (Dureza shore 60 520mmx200mmx52mm)  
**Unidad:** u

<b>COSTOS DIRECTOS</b>
------------------------

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	1%MO			0,03	0,02%
Subtotal de Equipo:						0,03	0,02%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2BS005	Placa de apoyo de neopreno (Dureza shore 60 520mmx200mmx52mm)	u	1,00000	150,00		150,00	98,12%
Subtotal de Materiales:						150,00	98,12%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	1,00	3,83	0,35000	1,34	0,88%	
403010	Inspector de obra	1,00	4,29	0,35000	1,50	0,98%	
Subtotal de Mano de Obra:						2,84	1,86%

Costo Directo Total: 152,87

COSTOS INDIRECTOS							
						20 %	30,57

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>183,44</b>
------------------------------------	---------------

**Son:** CIENTO OCHENTA Y TRES CON 44/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 517008  
**Descrip.:** Hormigón simple f'c= 210kg/cm2, elaboración y vertido  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,80	0,69%
105001	Concretera 1 saco	Hora	1,00000	3,75	1,33333	5,00	4,33%
105002	Vibrador para concreto, potencia 5.50HP	Hora	1,00000	2,50	1,33333	3,33	2,88%
Subtotal de Equipo:						9,13	7,90%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
241001	Cemento portland tipo I	saco (50kg)	7,00000	7,34		51,38	44,48%
227025	Ripio puesto en obra	m3	0,80000	21,00		16,80	14,55%
226006	Arena puesta en obra	m3	0,60000	20,00		12,00	10,39%
2FZ007	Agua en obra (incluye instalaciones provisionales)	lt	170,00000	0,05		8,50	7,36%
207005	Aditivo plastificante para hormigón	kg	1,75000	1,00		1,75	1,52%
Subtotal de Materiales:						90,43	78,29%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	2,00	3,83	1,33333	10,21	8,84%	
402001	Albañil	1,00	3,87	1,33333	5,16	4,47%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	1,33333	0,57	0,49%	
Subtotal de Mano de Obra:						15,94	13,80%

Costo Directo Total: 115,50

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 23,10

**Precio Unitario Total ..... 138,60**

**Son:** CIENTO TREINTA Y OCHO CON 60/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 569004  
**Descrip.:** Hormigón simple f'c= 280kg/cm2, elaboración y vertido  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,87	0,68%
105001	Concretera 1 saco	Hora	1,00000	3,75	1,45000	5,44	4,24%
Subtotal de Equipo:						6,31	4,91%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
241001	Cemento portland tipo I	saco (50kg)	8,50000	7,34		62,39	48,59%
226006	Arena puesta en obra	m3	0,60000	20,00		12,00	9,35%
227025	Ripio puesto en obra	m3	0,90000	21,00		18,90	14,72%
2FZ007	Agua en obra (incluye instalaciones provisionales)	lt	180,00000	0,05		9,00	7,01%
207005	Aditivo plastificante para hormigón	kg	2,46500	1,00		2,47	1,92%
Subtotal de Materiales:						104,76	81,58%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	2,00	3,83	1,45000	11,11	8,65%	
402001	Albañil	1,00	3,87	1,45000	5,61	4,37%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	1,45000	0,62	0,48%	
Subtotal de Mano de Obra:						17,34	13,50%

Costo Directo Total: 128,41

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 25,68

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>154,09</b>
------------------------------------	---------------

**Son:** CIENTO CINCUENTA Y CUATRO CON 09/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 530016  
**Descrip.:** Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2, suministro e instalación  
**Unidad:** kg

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103012	Cortadora dobladora de hierro	Hora	2,00000	0,14	0,02000	0,01	0,60%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,01	0,60%
Subtotal de Equipo:						0,02	1,19%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
274025	Varilla corrugada microaleada d= 12mm	kg	1,35000	0,95		1,28	76,19%
276005	Alambre galvanizado #18	kg	0,05000	2,54		<b>0,13</b>	7,74%
Subtotal de Materiales:						1,41	83,93%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
402006	Fierrero	2,00	3,87	0,02010	0,16	9,52%
401004	Peón	1,00	3,83	0,02010	0,08	4,76%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,02010	0,01	0,60%
Subtotal de Mano de Obra:					0,25	14,88%

Costo Directo Total: 1,68

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,34

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>2,02</b>
------------------------------------	-------------

**Son:** DOS CON 02/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA



## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 580040  
**Descrip.:** Encofrado y desencofrado recto, suministro y colocación  
**Unidad:** m2

<b>COSTOS DIRECTOS</b>
------------------------

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,41	2,71%
Subtotal de Equipo:						0,41	2,71%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2A0007	Puntales de eucalipto h= 3m	u	0,50000	1,50		0,75	4,96%
2A4009	Listón	u	0,66000	2,00		1,32	8,73%
2FH001	Clavo multiuso con cabeza l= 1 1/4in, d= 16mm	kg	0,10000	1,95		0,20	1,32%
2A0055	Tabla dura de encofrado 0.30m	u	1,67000	2,58		4,31	28,51%
Subtotal de Materiales:						6,58	43,52%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
402008	Encofrador	1,00	3,87	1,00000	3,87	25,60%
401004	Peón	1,00	3,83	1,00000	3,83	25,33%
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	1,00000	0,43	2,84%
Subtotal de Mano de Obra:					8,13	53,77%

Costo Directo Total: 15,12

<b>COSTOS INDIRECTOS</b>
--------------------------

20 % 3,02

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>18,14</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** DIECIOCHO CON 14/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 550008  
**Descrip.:** Drenes con tubería pvc 110mm, suministro e instalación  
**Unidad:** m

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,08	1,26%
Subtotal de Equipo:						0,08	1,26%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2EJ001	Limpiador para tuberías y accesorios de pvc, 2000cc	u	0,00900	25,29		0,23	3,62%
2EJ002	Pegante para tuberías y accesorios de pvc 3785cc	u	0,00900	43,43		0,39	6,13%
2EV025	Tubería de pvc e/c, d=110mm desagüe	m	1,05000	3,84		4,03	63,36%
Subtotal de Materiales:						4,65	73,11%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	1,00	3,83	0,20000	0,77	12,11%	
402001	Albañil	1,00	3,87	0,20000	0,77	12,11%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,20000	0,09	1,42%	
Subtotal de Mano de Obra:						1,63	25,63%

Costo Directo Total: 6,36

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,27

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>7,63</b>
------------------------------------	-------------

**Son:** SIETE CON 63/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 535004  
**Descrip.:** Conformación y compactación de mejoramiento con equipo pesado  
**Unidad:** m3

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,07	0,28%
107004	Motoniveladora 200HP	Hora	1,00000	50,00	0,03500	1,75	6,94%
107016	Rodillo vibratorio, ancho de compactacion 1700mm	Hora	1,00000	35,00	0,03500	1,23	4,88%
107005	Tanquero de agua, capacidad 4000gal	Hora	1,00000	20,00	0,03500	0,70	2,78%
Subtotal de Equipo:						3,75	14,88%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
227011	Mejoramiento puesto en obra	m3	1,30000	15,00		19,50	77,38%
2FZ007	Agua en obra (incluye instalaciones provisionales)	lt	10,00000	0,05		0,50	1,98%
Subtotal de Materiales:						20,00	79,37%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	7,00	3,83	0,03500	0,94	3,73%	
410001	Operador Motoniveladora	1,00	4,29	0,03500	0,15	0,60%	
411005	Operador Rodillo autopropulsado	1,00	4,09	0,03500	0,14	0,56%	
415005	CHOFER: Tanqueros (Estr.Oc.C1)	1,00	5,62	0,03500	0,20	0,79%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,03500	0,02	0,08%	
Subtotal de Mano de Obra:						1,45	5,75%

Costo Directo Total: 25,20

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 5,04

**Precio Unitario Total ..... 30,24**

**Son:** TREINTA CON 24/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 5A0022

**Descrip.:** Carpeta asfáltica e= 2in con hormigón asfáltico mezclado en planta, suministro, tendido y compactado

**Unidad:** m2

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
107012	Cargadora de ruedas 198HP, capacidad 2.70m3	Hora	1,00000	30,00	0,04500	1,35	6,06%
107034	Planta asfáltica, potencia bruta 34.10kW	Hora	1,00000	140,31	0,04500	6,31	28,32%
107035	Rodillo neumático, ancho de compactación 1740mm	Hora	1,00000	33,21	0,04500	1,49	6,69%
107016	Rodillo vibratorio, ancho de compactacion 1700mm	Hora	1,00000	35,00	0,04500	1,58	7,09%
107036	Terminadora de asfalto, 220HP, ancho de hasta 8.50m	Hora	1,00000	65,00	0,04500	2,93	13,15%
Subtotal de Equipo:						13,66	61,31%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2BH003	Asfalto	galon	2,20000	1,58		3,48	15,62%
2FZ087	Diesel	galon	0,46000	1,02		0,47	2,11%
227010	Material petreo para agregado asfáltico	m3	0,06500	18,50		1,20	5,39%
215002	Ligante asfáltico	u	0,01100	0,71		0,01	0,04%
Subtotal de Materiales:						5,16	23,16%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
301013	Transporte de mezcla asfáltica	m3/km	40,00000	0,25	0,05	0,45	2,02%
Subtotal de Transporte:						0,45	2,02%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	12,00	3,83	0,04500	2,07	9,29%	
410010	Operador Cargadora frontal (payloader	1,00	4,29	0,04500	0,19	0,85%	
411003	Operador responsable de la planta	1,00	4,09	0,04500	0,18	0,81%	
411005	Operador Rodillo autopropulsado	2,00	4,09	0,04500	0,37	1,66%	
411009	Operador Acabadora de pavimento	1,00	4,09	0,04500	0,18	0,81%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	0,04500	0,02	0,09%	
Subtotal de Mano de Obra:						3,01	13,51%

Costo Directo Total: 22,28

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 4,46

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>26,74</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** VEINTE Y SEIS CON 74/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 5AV018  
**Descrip.:** Señalización vertical (información de destino), suministro y colocación  
**Unidad:** u

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
105006	Compresor 2HP, incluye pistola para pintar	Hora	1,00000	1,00	1,50000	1,50	2,01%
103002	Soldadora portátil 170A	Hora	1,00000	1,00	1,50000	1,50	2,01%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			1,00	1,34%
Subtotal de Equipo:						4,00	5,36%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
2BS010	Placa tool Pf, 0.90 (1/25)	plancha	0,11000	21,14		2,33	3,12%
2BN008	Ángulo (25x3) mm, peso= 6.64kg, l= 6m	u	0,03300	9,60		0,32	0,43%
2BQ015	Perfil "C" (80x40x2) mm, peso= 14.46kg, l= 6m	u	0,42000	14,46		6,07	8,14%
2CL004	Pintura esmalte, todos los colores	galon	0,02000	20,55		0,41	0,55%
2CI005	Pintura anticorrosiva negro	galon	0,04000	18,59		0,74	0,99%
2BE047	Sello para señalización vertical	u	1,00000	38,00		38,00	50,93%
2BU015	Suelda 6011 1/8	kg	1,00000	2,80		2,80	3,75%
Subtotal de Materiales:						50,67	67,91%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra						
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
402003	Pintor	1,00	3,87	1,50000	5,81	7,79%
401004	Peón	1,00	3,83	1,50000	5,75	7,71%
402020	Técnico electromecánico de construcción	1,00	3,87	1,50000	5,81	7,79%
403010	Inspector de obra	0,40	4,29	1,50000	2,57	3,44%
Subtotal de Mano de Obra:					19,94	26,73%

Costo Directo Total: 74,61

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 14,92

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>89,53</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** OCHENTA Y NUEVE CON 53/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

## Análisis de Precios Unitarios

**Código:** 5AV025  
**Descrip.:** Señalización vertical preventivas, suministro y colocación  
**Unidad:** u

### COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
103001	Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,30	0,40%
Subtotal de Equipo:						0,30	0,40%

Materiales							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
226006	Arena puesta en obra	m3	0,08000	20,00		1,60	2,14%
227025	Ripio puesto en obra	m3	0,08000	21,00		1,68	2,25%
2BE053	Señal preventiva (60x60) cm	u	1,00000	62,00		62,00	83,09%
241001	Cemento portland tipo I	saco (50kg)	0,40900	7,34		3,00	4,02%
Subtotal de Materiales:						68,28	91,50%

Transporte							
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
Subtotal de Transporte:						0,00	0,00%

Mano de Obra							
Código	Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
401004	Peón	1,00	3,83	1,41667	5,43	7,28%	
403010	Inspector de obra	0,10	4,29	1,41667	0,61	0,82%	
Subtotal de Mano de Obra:						6,04	8,09%

Costo Directo Total: 74,62

### COSTOS INDIRECTOS

20 % 14,92

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>89,54</b>
------------------------------------	--------------

**Son:** OCHENTA Y NUEVE CON 54/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA

### Análisis de Precios Unitario

**Item:** 1  
**Código:** 5BL036  
**Descripción:** Viga pretensada tipo I= 23m, (1.30x0.50)m, suministro y colocación  
**Unidad:** u

#### COSTOS DIRECTOS

##### Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	Hormigonera	hora	1,0000	10,00	7,0438	70,44
	Vibrador	hora	1,0000	2,50	10,1430	25,36
	Moldes de encofrado	día	3,0000	80,00	1,3524	324,58
	Puente grua	hora	1,0000	12,00	10,1430	121,72
	Herramienta Menor	hora	1,0000	2,00	21,1313	42,26
	Grua en obra	hora	1,0000	1.000,00	2,5358	2.535,75
	Gato hidraulico pretensado	hora	1,0000	10,00	8,0600	80,60
	Cunas pretensado	días	3,0000	2,00	16,1200	96,72
Subtotal de Equipo:						3.297,42

##### Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
	Hierro Fy 4200 kg/cm2	kg	906,6288	2,00		1.813,26
	Cemento	kg	3.993,8063	0,18		718,89
	Arena	m3	5,3251	20,00		106,50
	Ripio 3/4	m3	9,7626	19,00		185,49
	Aditivo Superplastificante	lt	8,4525	8,00		67,62
	Agua	lt	1.521,4500	0,01		15,21
	Desencofrante	lt	25,3575	1,00		25,36
	Ancljes e isadores	Unidad	1,0000	84,53		84,53
	Acero fpu 19000 kg/m2	kg	483,6000	3,00		1.450,80
Subtotal de Materiales:						4.467,65

##### Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
	Transporte	u	1	50,0000	20	1.000,00
Subtotal de Transporte:						1.000,00

##### Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
	Supervisor de fabrica		1	9	25,3575	228,22
	Operadores de maquina		2	7,2	16,9050	243,43
	Jefe de obreros		1	5,8	38,0363	220,61
	Albanil		2	4,8	43,9530	421,95
	Ayudante		2	3,8	42,2625	321,20
	Peones		2	3	42,2625	253,58
Subtotal de Mano de Obra:						1.688,98

Costo Directo Total: 10.454,05

<b>COSTOS INDIRECTOS</b>		
	20,00%	2.090,81
<b>Precio Unitario Total .....</b>		<b>12.544,86</b>

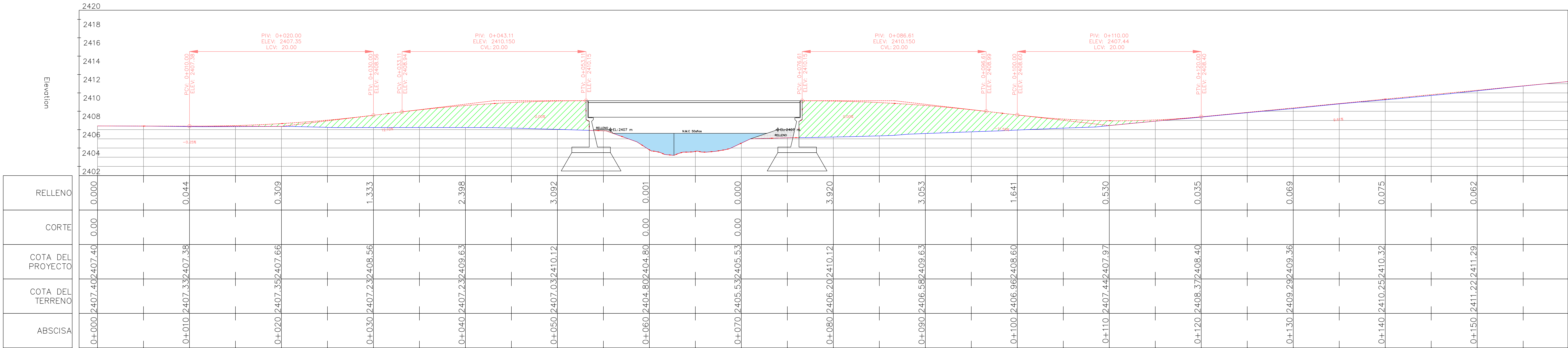
**Son:** DOCE MIL QUINIENTOS CUARENTA Y CUATRO CON 86/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA



## **ANEXOS 7.2 PLANOS HORMIGÓN ARMADO**

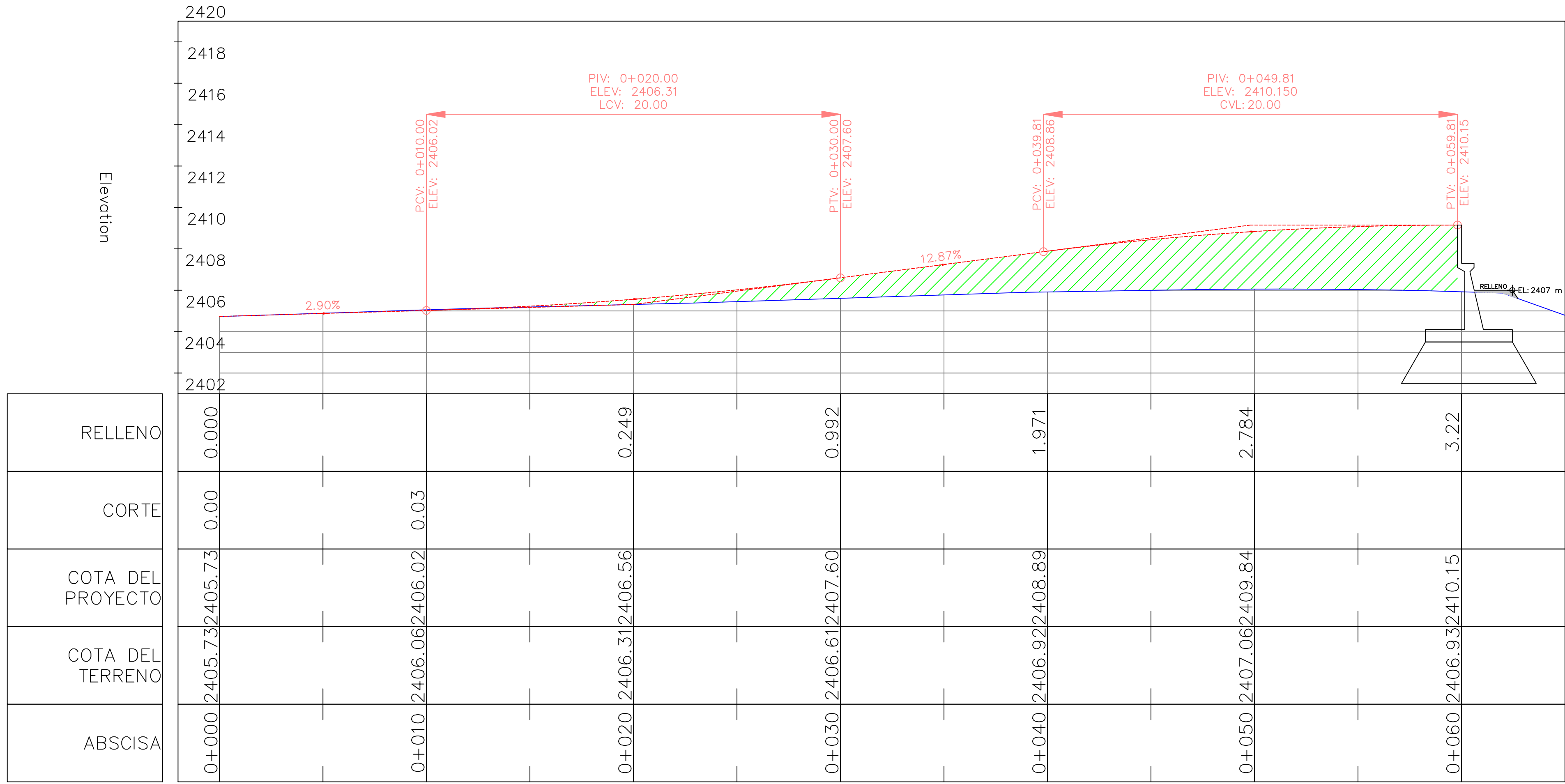
PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL EJE 1 DEL PROYECTO

Escala 1:150



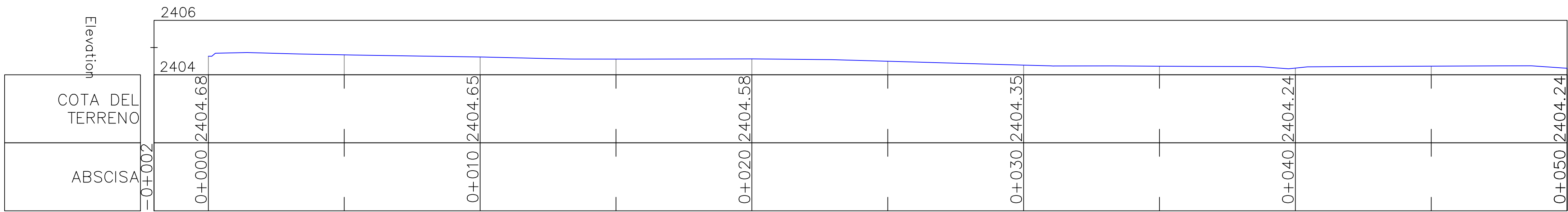
PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL EJE 2 DEL PROYECTO

Escala 1:150



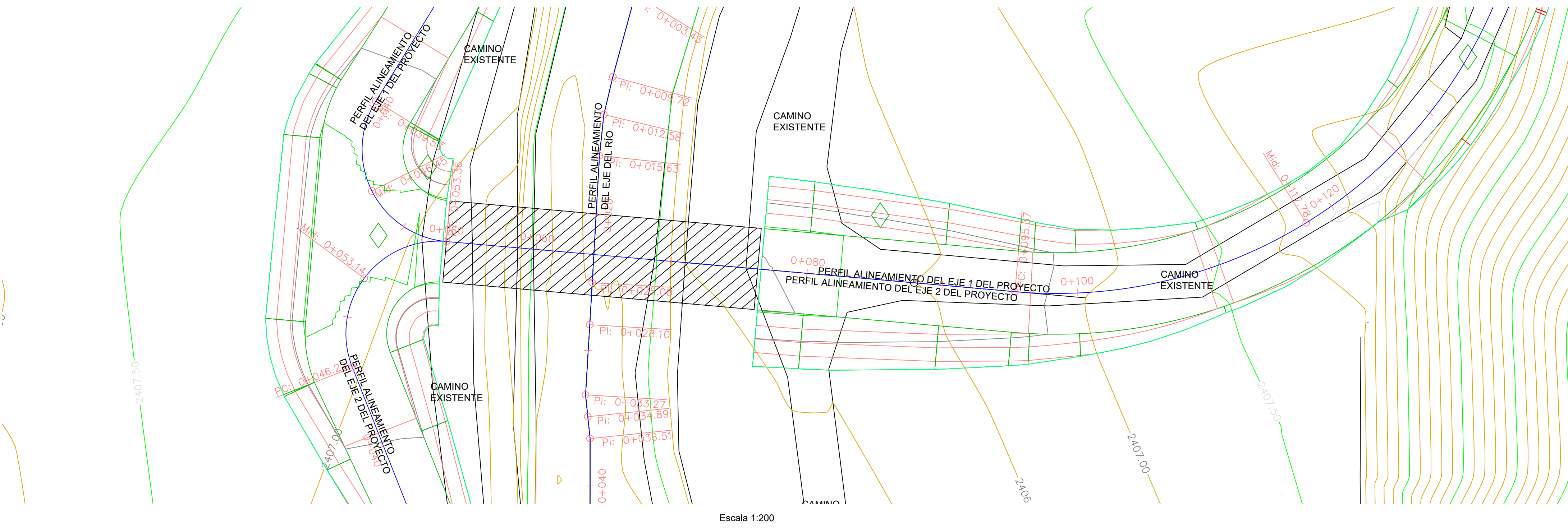
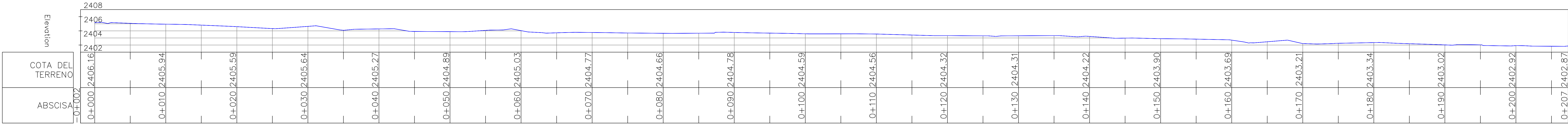
PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL EJE DEL RIO

Escala 1:100

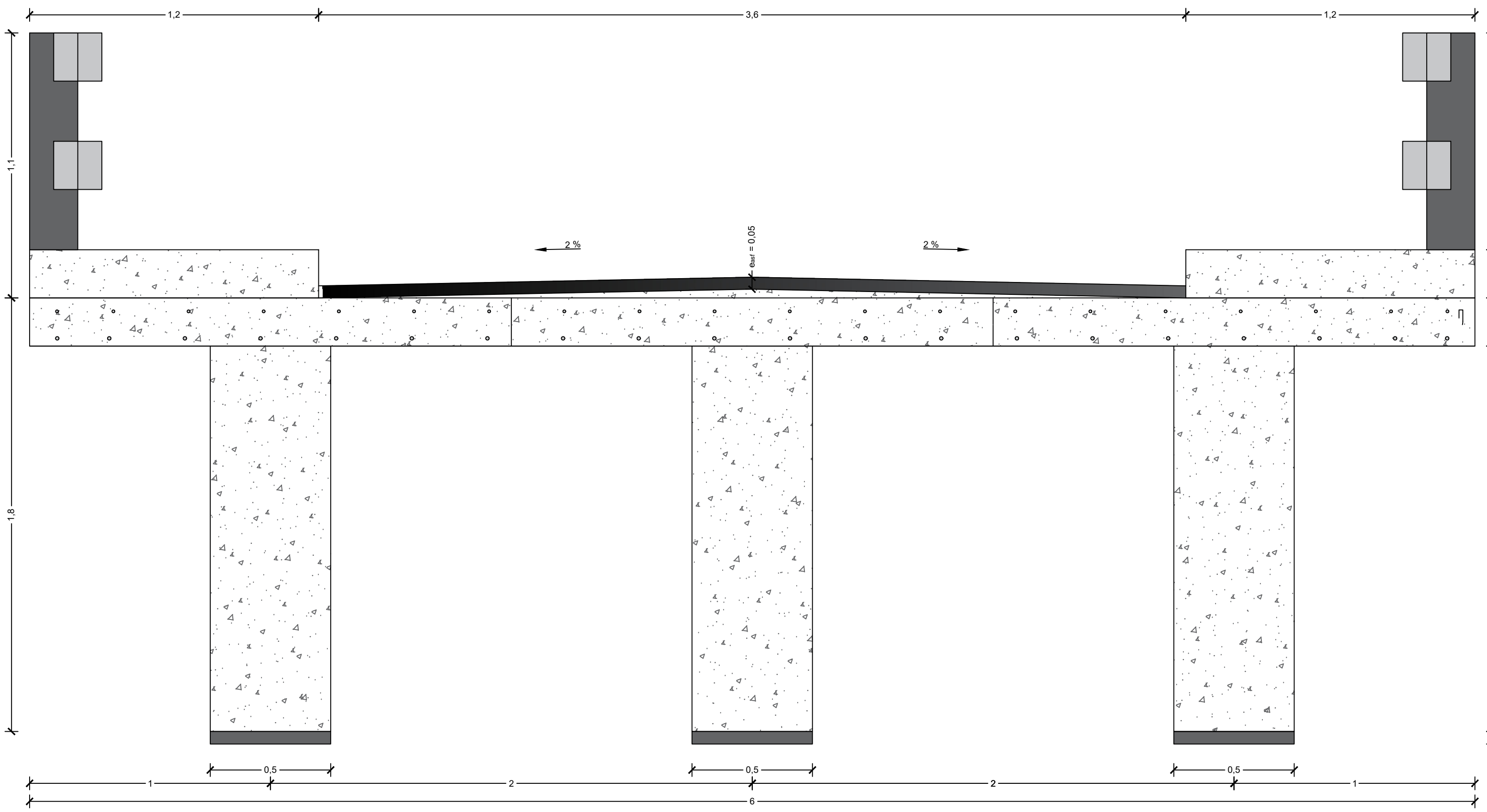


PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL RIO

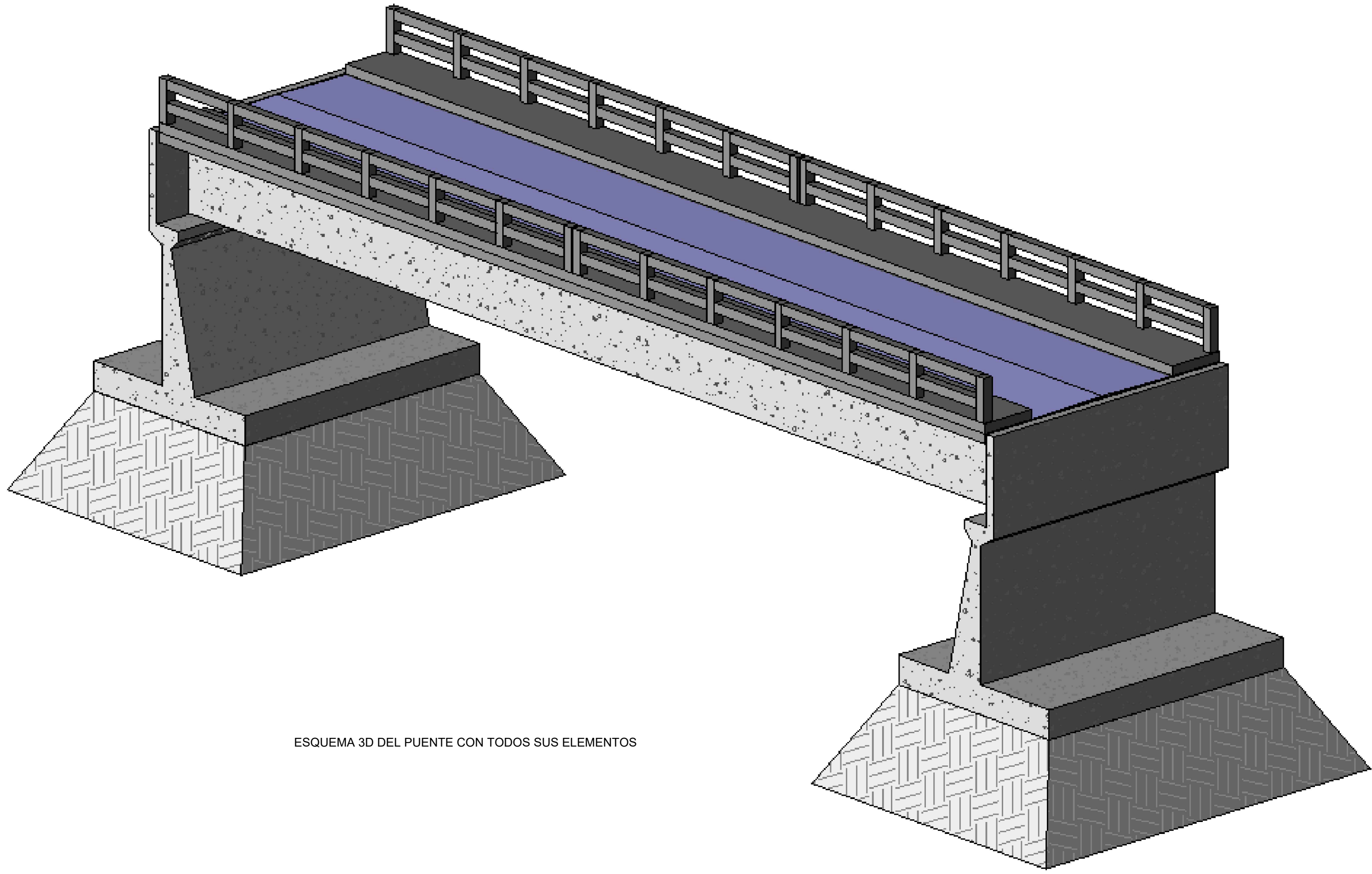
Escala 1:200



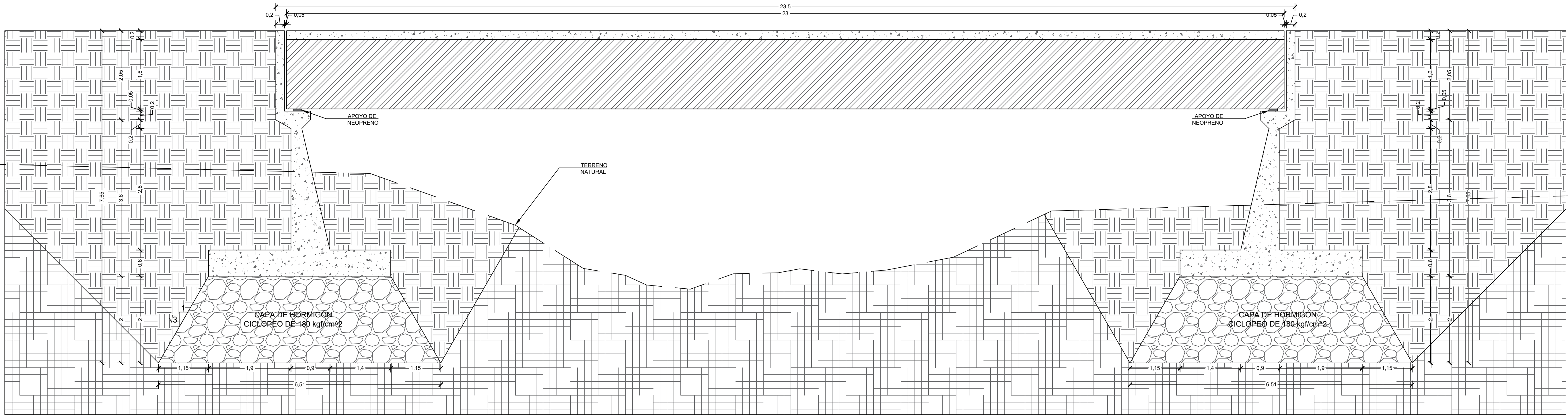




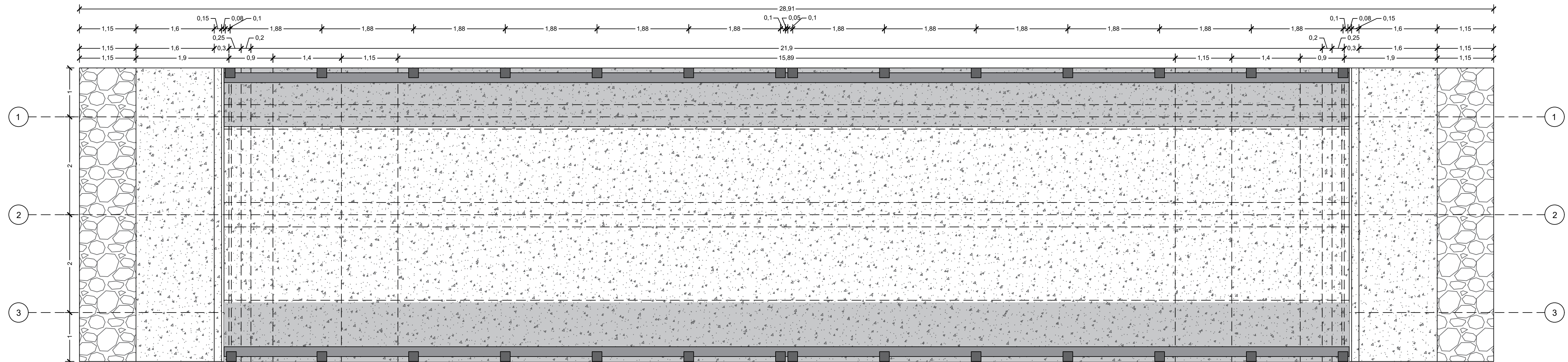
CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE  
Escala 1:15



ESQUEMA 3D DEL PUENTE CON TODOS SUS ELEMENTOS



CORTE LONGITUDINAL DEL PUENTE  
Escala 1:50



VISTA EN PLANTA DEL PUENTE  
Escala 1:50



UNIVERSIDAD DEL AZUAY  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:  
ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RIO DELEG EN EL  
TRAMO QUE CONECTA LAS COMUNIDADES DE AYANCA Y ZUMBAHUAYCO.

UBICACIÓN:  
CANAR, CANTÓN AZOGUES, PARROQUIA JAVIER LOYOLA.

CONTENIDO:  
-CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE.  
-ESQUEMA 3D DEL PUENTE CON TODO  
SUS ELEMENTOS.  
-CORTE LONGITUDINAL DEL PUENTE.  
-VISTA EN PLANTA DEL PUENTE.

DIBUJANTES:  
ANDRÉS BUESTÁN  
JOHN SALDAÑA

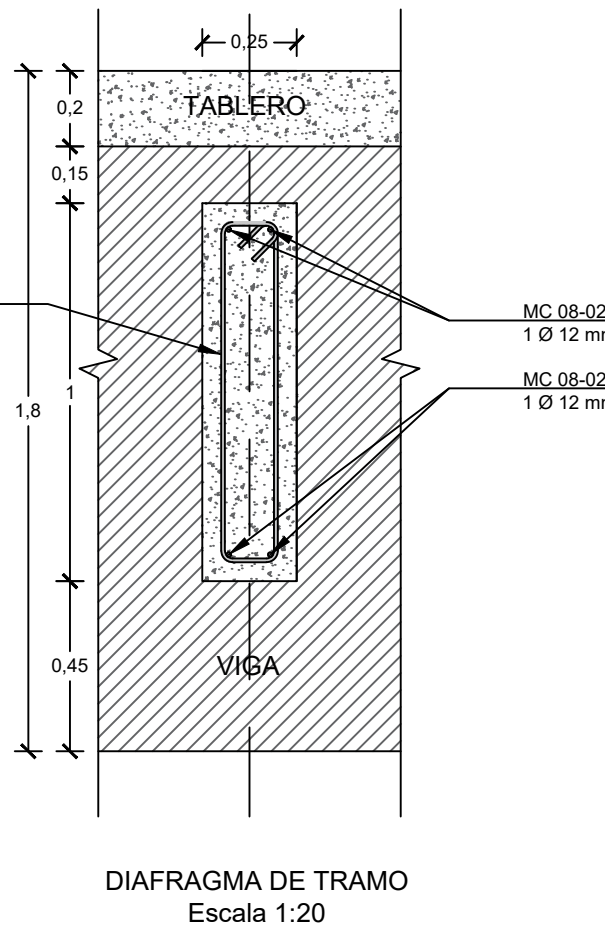
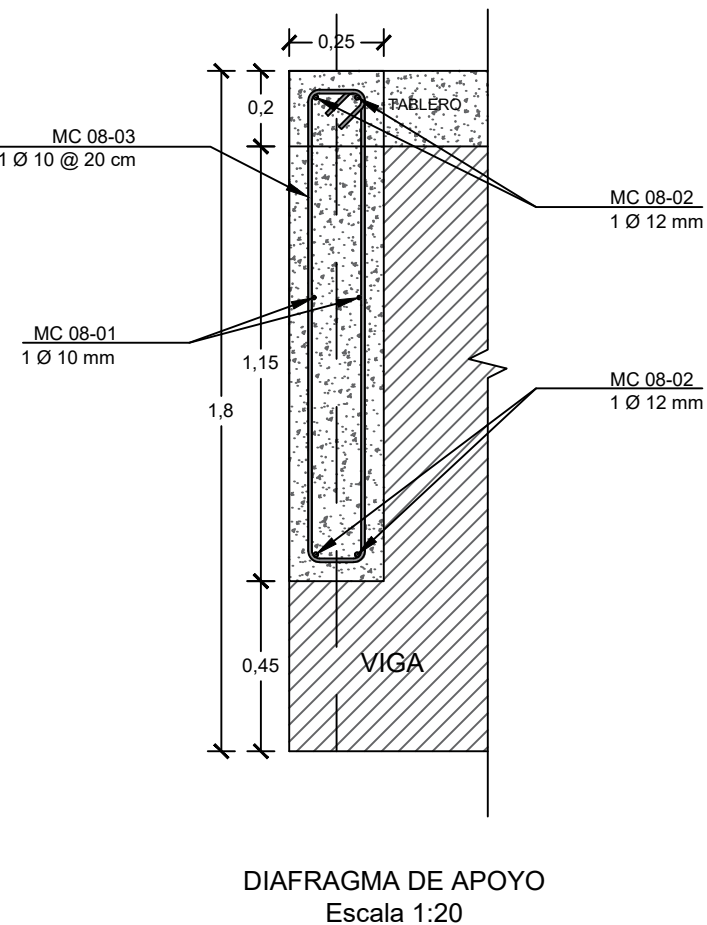
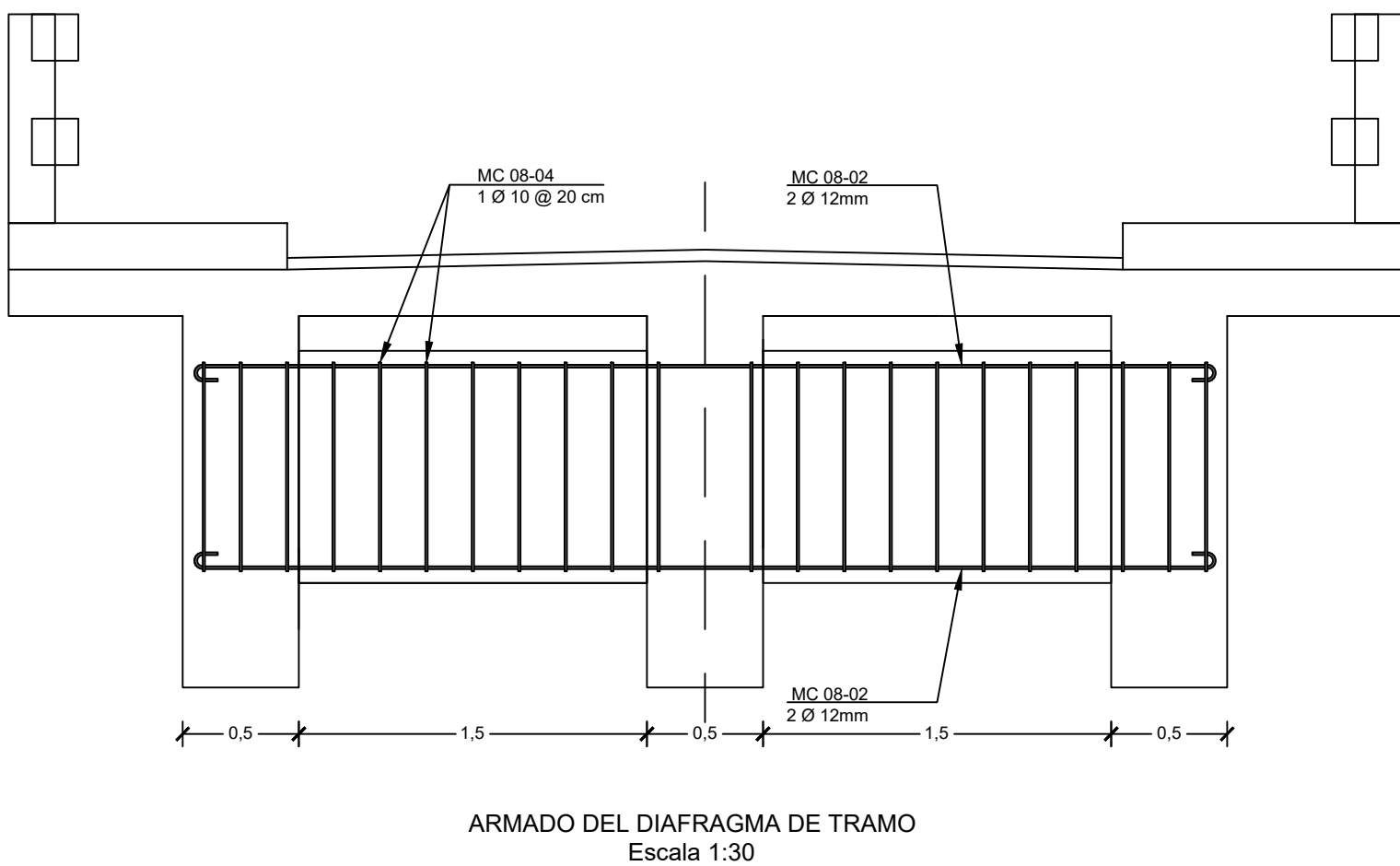
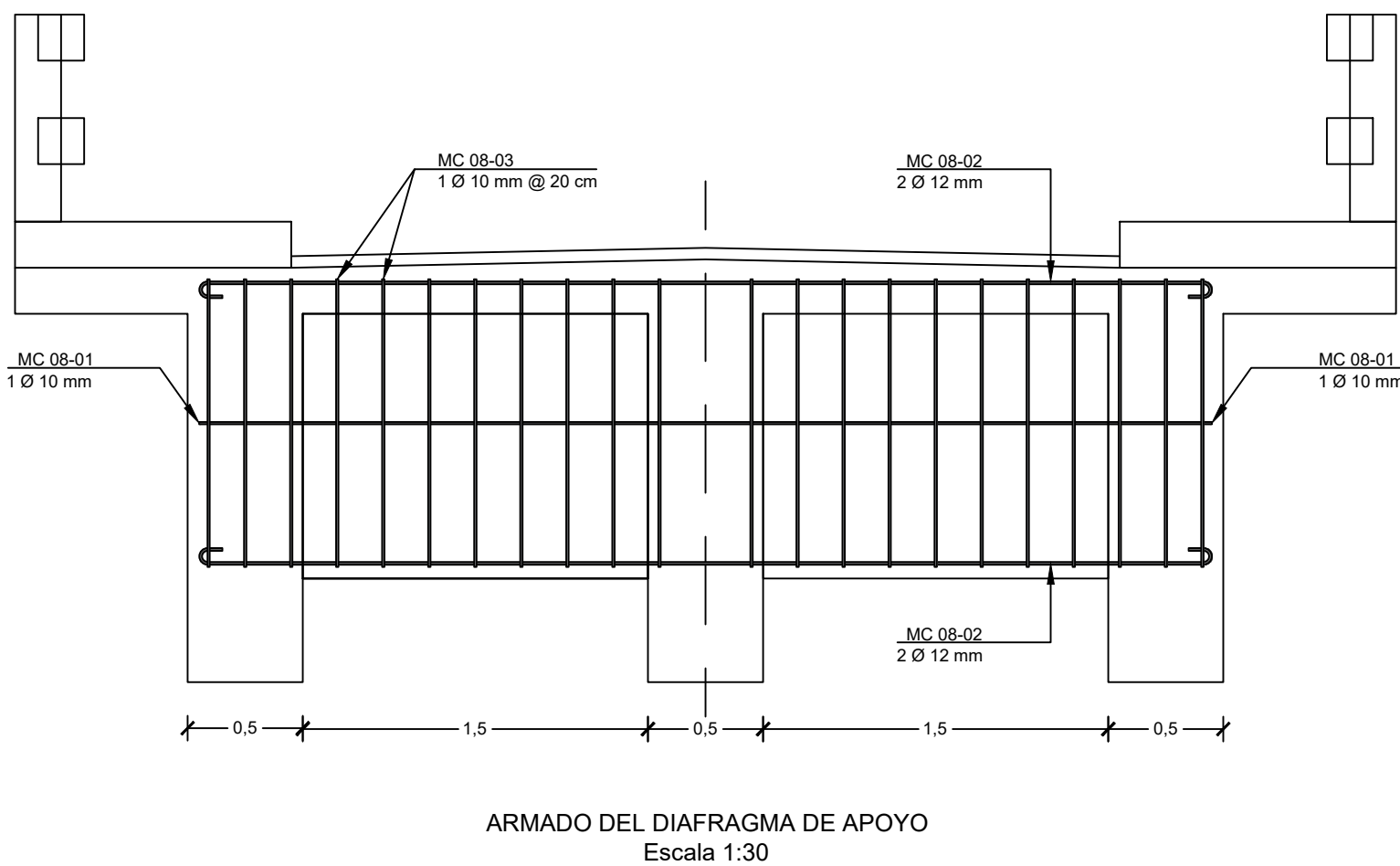
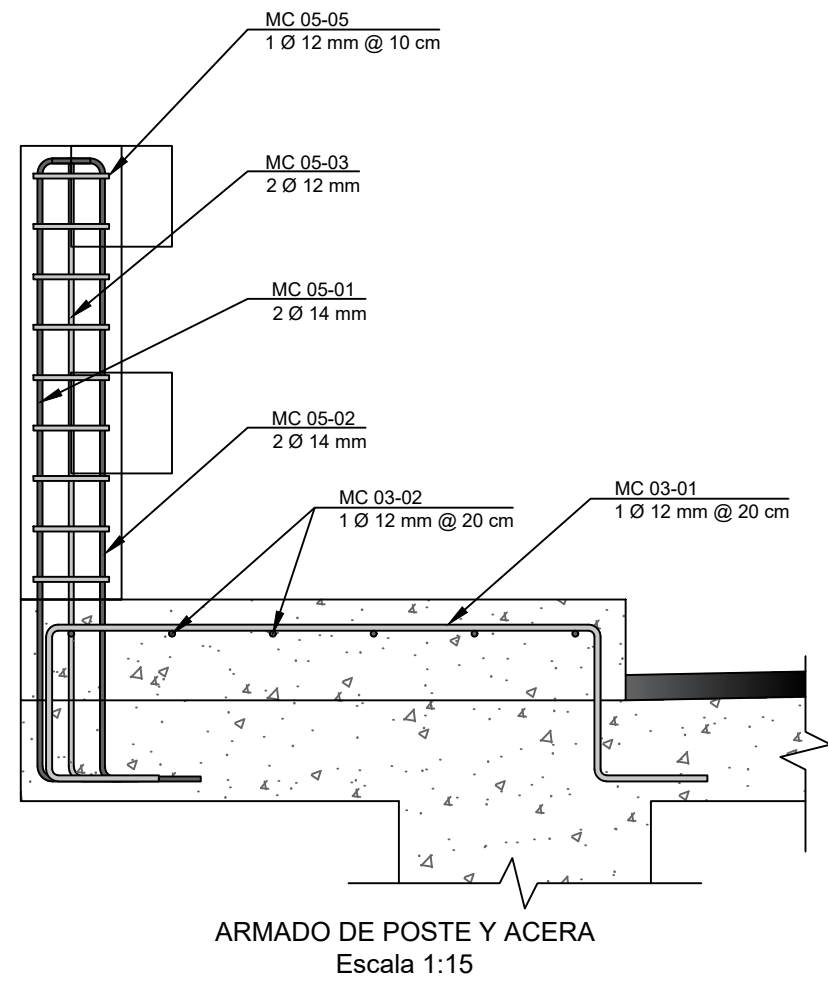
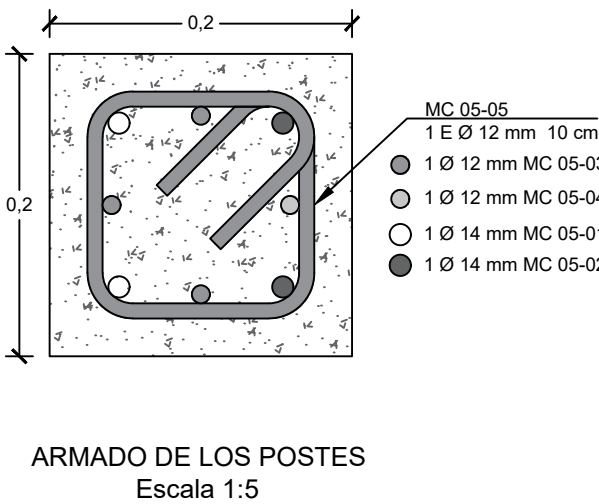
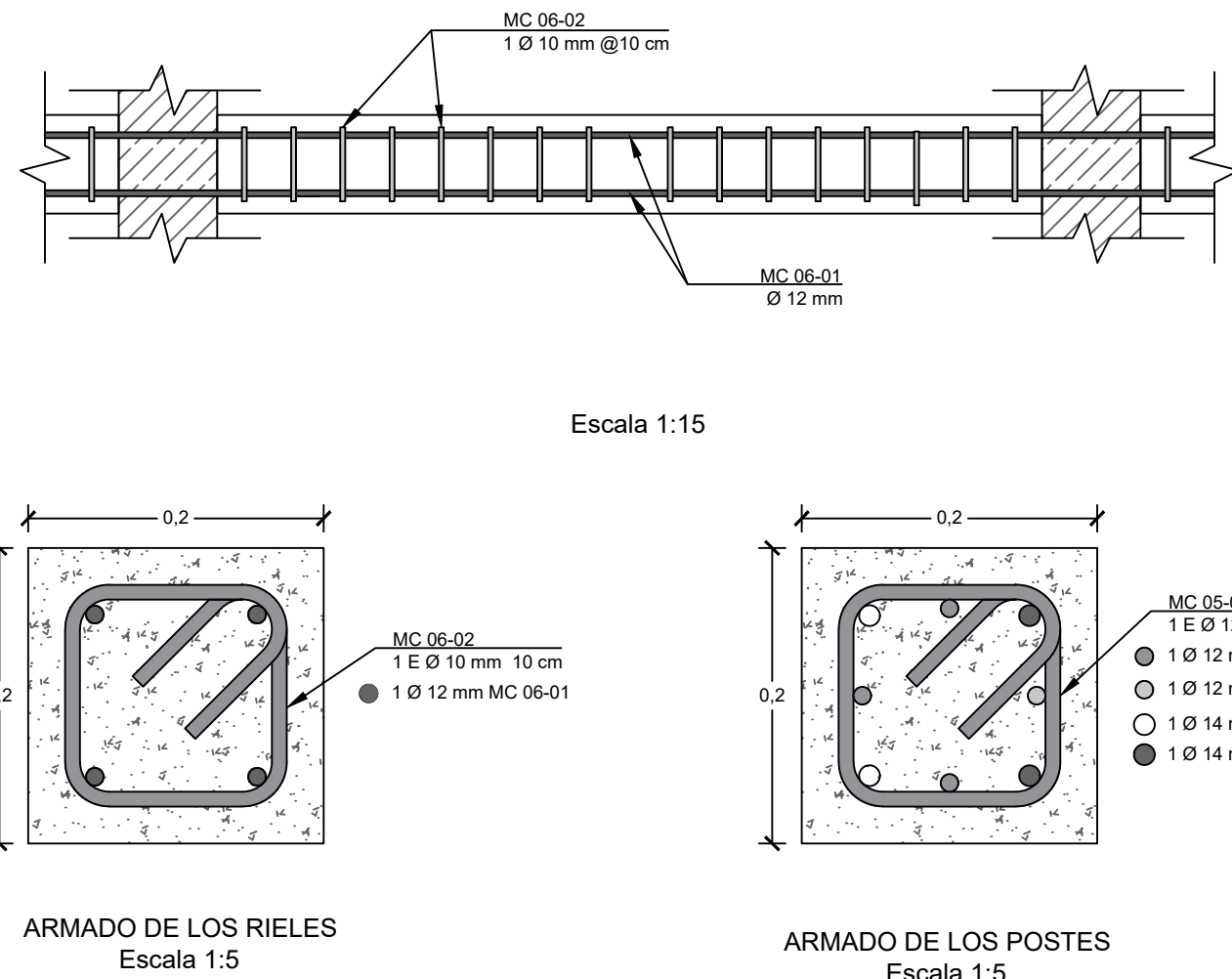
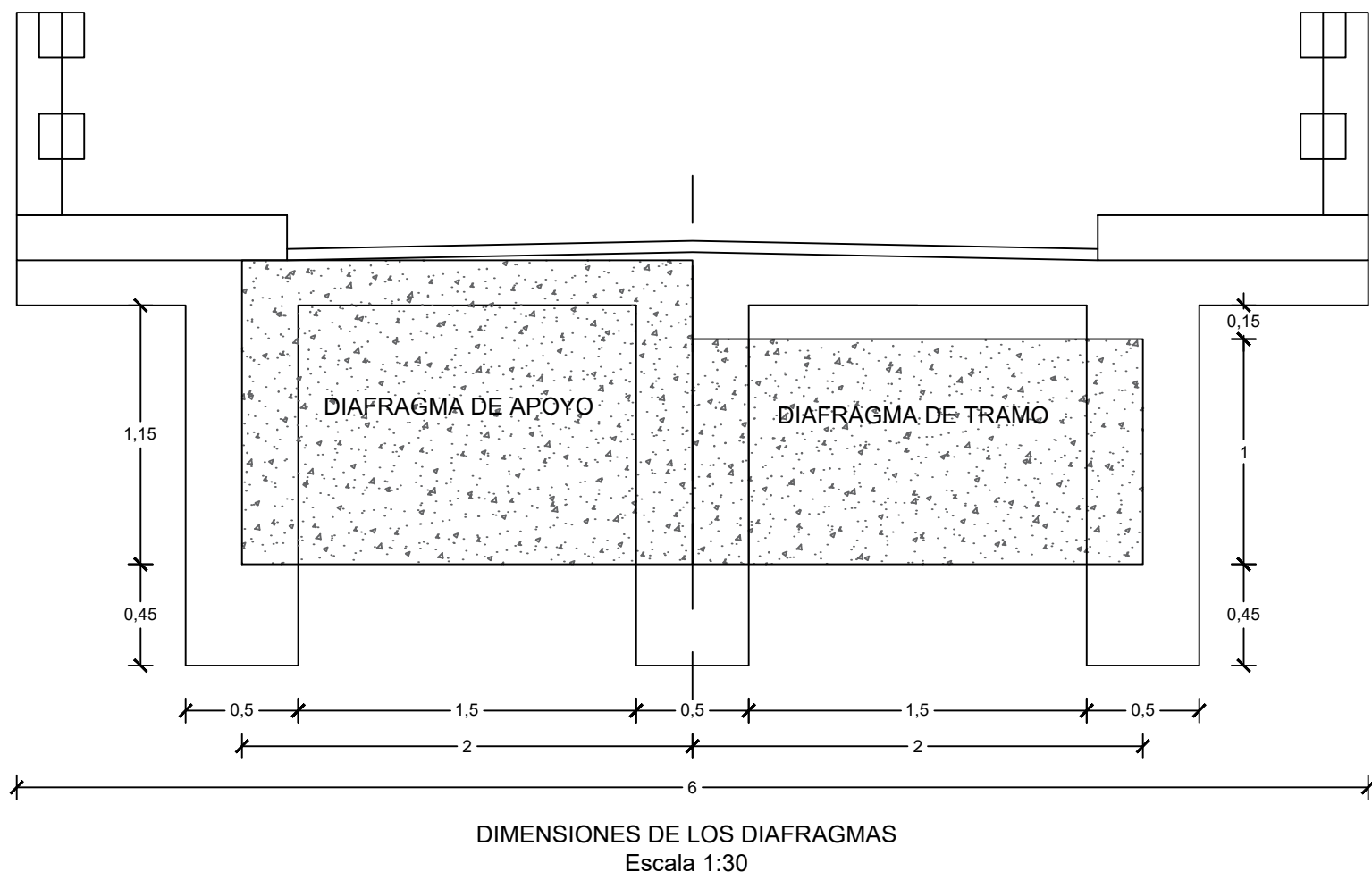
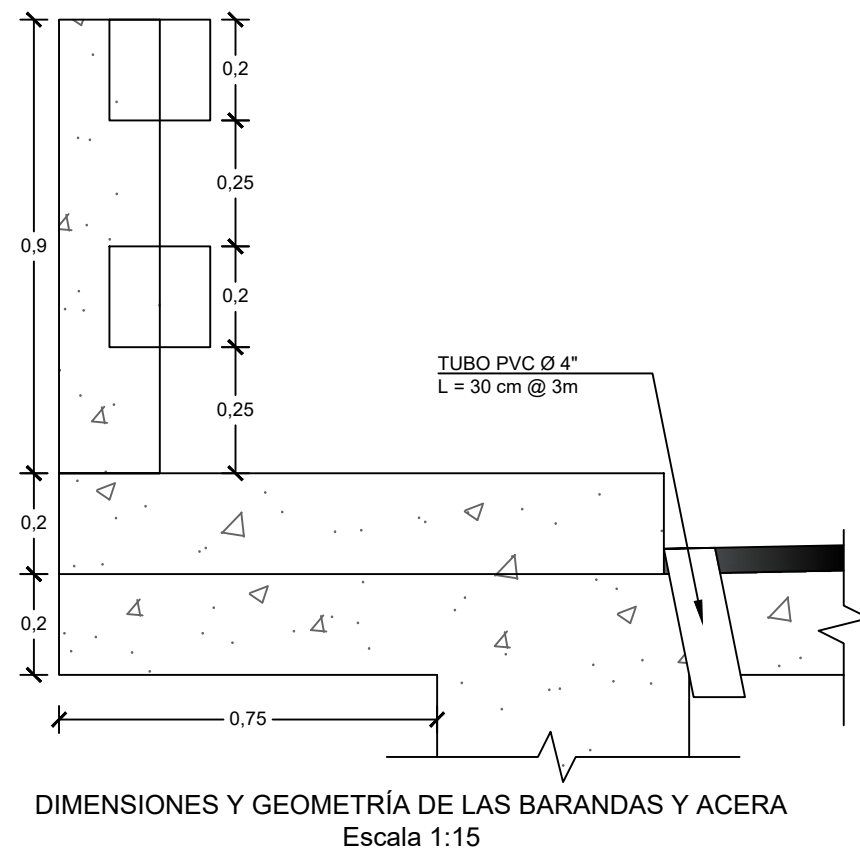
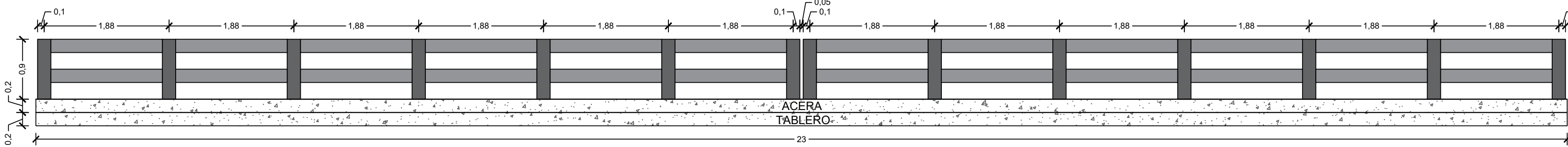
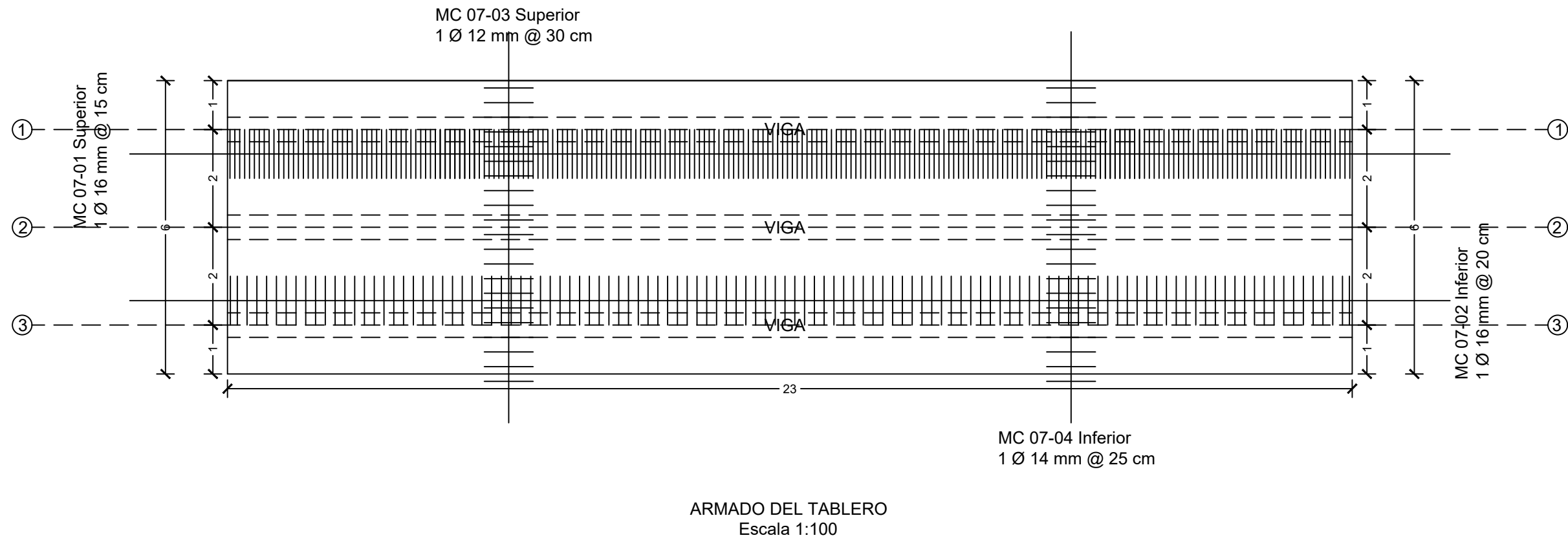
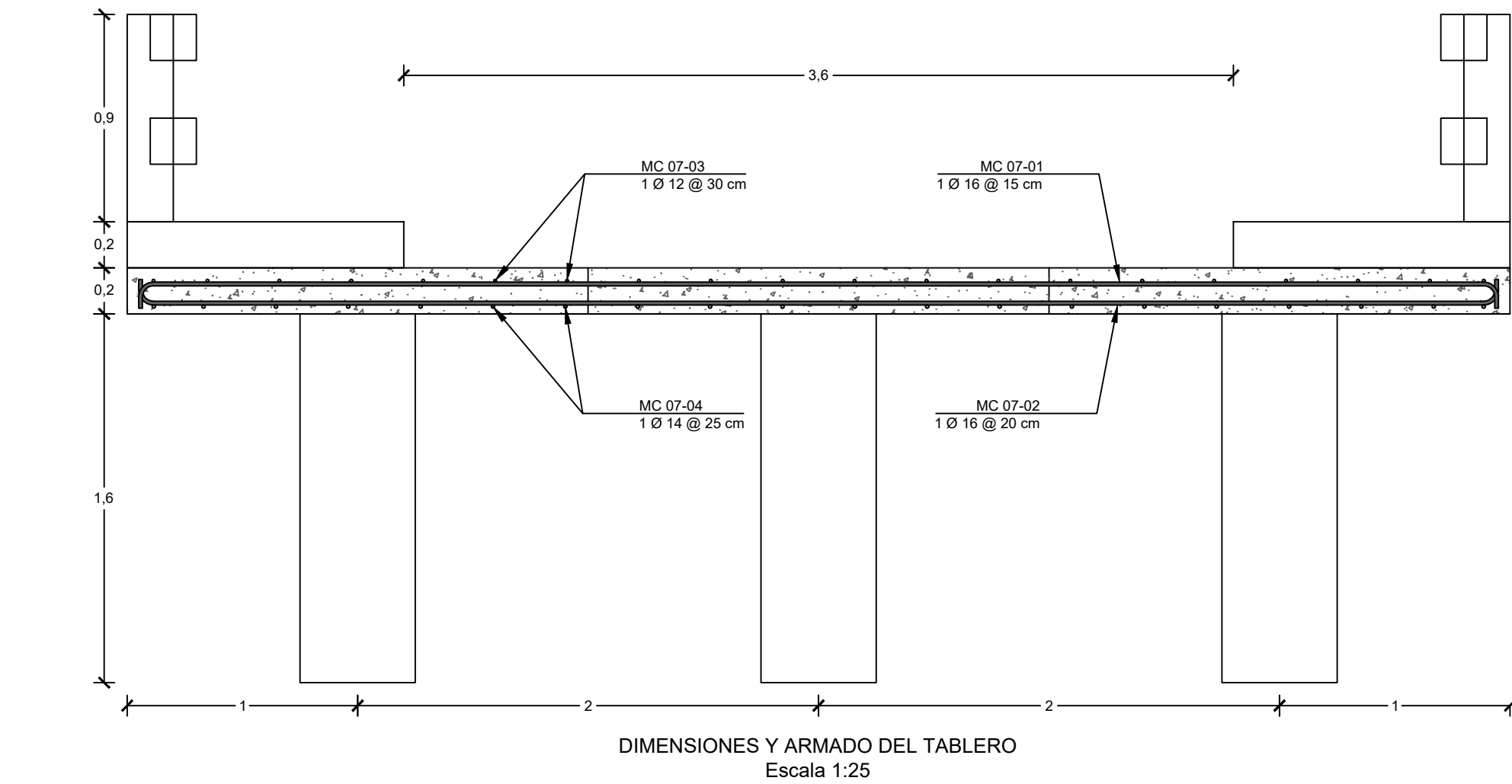
APROBADO POR:  
ING. JOSÉ VÁZQUEZ, P.D.

FECHA:  
20 DE ENERO DEL 2023

ESCALAS:  
INDICADAS

LÁMINA No:  
2 DE 5






PLANILLA DE HIERROS													
MC	mm	No	Tipo	Dimensiones (m)						Longitud Desarr. (m)	Longitud Total (m)	No Varillas	
				a	b	c	d	e	gancho				
ACERA													
03-01	12	115	N	1.10	0.31	0.31	0.2	0.2		2.12	243.80	20.32	
03-02	12	6	L	23.6	0.20	0.20	0.20			24.00	144.00	12.00	
BARANDAS													
POSTE													
05-01	14	56	T	1.24	0.14	0.20				1.58	88.26	7.35	
05-02	14	56	S	1.24	0.14	0.20				1.58	88.26	7.35	
05-03	12	84	T	1.24	0.14	0.18				1.56	130.70	10.89	
05-04	12	28	S	1.24	0.14	0.18				1.56	43.57	3.63	
05-05	12	252	O	0.15	0.15				0.075	0.75	189.00	15.75	
RIEL													
06-01	12	32	C	11.4	0.16	0.16				11.72	375.04	31.25	
06-02	10	912	O	0.15	0.15				0.075	0.75	684.00	57.00	
TABLERO													
07-01	16	153	C	6	0.11	0.11				6	936.36	78.03	
07-02	16	115	C	6	0.11	0.11				6	703.80	58.65	
07-03	12	40	J	12					0.065	12	480.00	40.00	
07-04	14	48	J	12					0.065	12	576.00	48.00	
DIAFRAGMA													
08-01	10	4	G	4.33					0.065	4.46	17.83	1.49	
08-02	12	12	G	4.33					0.065	4.46	53.50	4.46	
08-03	10	24	O	1.25	0.15				0.075	2.95	70.80	5.90	
08-04	10	22	O	0.90	0.15				0.075	2.25	49.50	4.13	

RESUMEN DE MATERIALES					
ACERO					
Φ VARILLA	10	12	14	16	32
L TOTAL (m)	822.13	1659.61	752.51	1640.16	0
Peso (kg/m)	0.62	0.89	1.21	1.58	6.31
P T/VARILLA (kg)	509.72	1477.05	910.54	2591.45	0
PESO TOTAL (kg)					5488.77

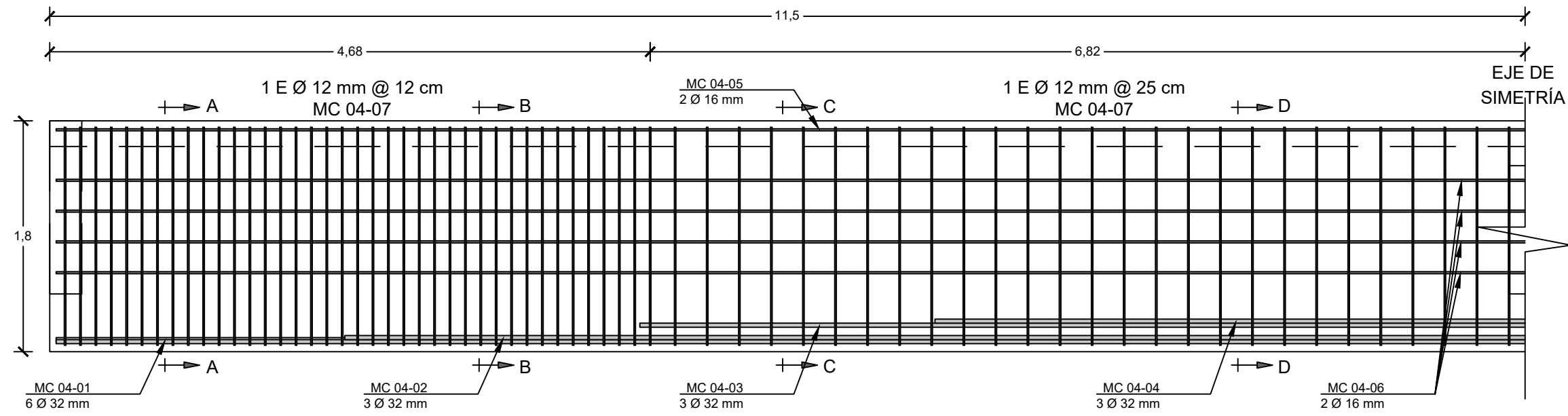
HORMIGÓN DE 280 kg/cm2				
DESCRIPCIÓN	Volumen	Cantidad	Total	U
TABLERO	27.60	1	27.60	m3
DIAFRAGMA apoyo	0.43	4	1.73	m3
DIAFRAGMA tramo	0.38	2	0.75	m3
VOLUMEN TOTAL			30.08	m3

HORMIGÓN DE 210 kg/cm2				
DESCRIPCIÓN	Volumen	Cantidad	Total	U
POSTES	0.04	28	1.01	m3
RIEL	0.07	48	3.22	m3
ACERA	5.8	2	11.6	m3
VOLUMEN TOTAL			15.82	m3

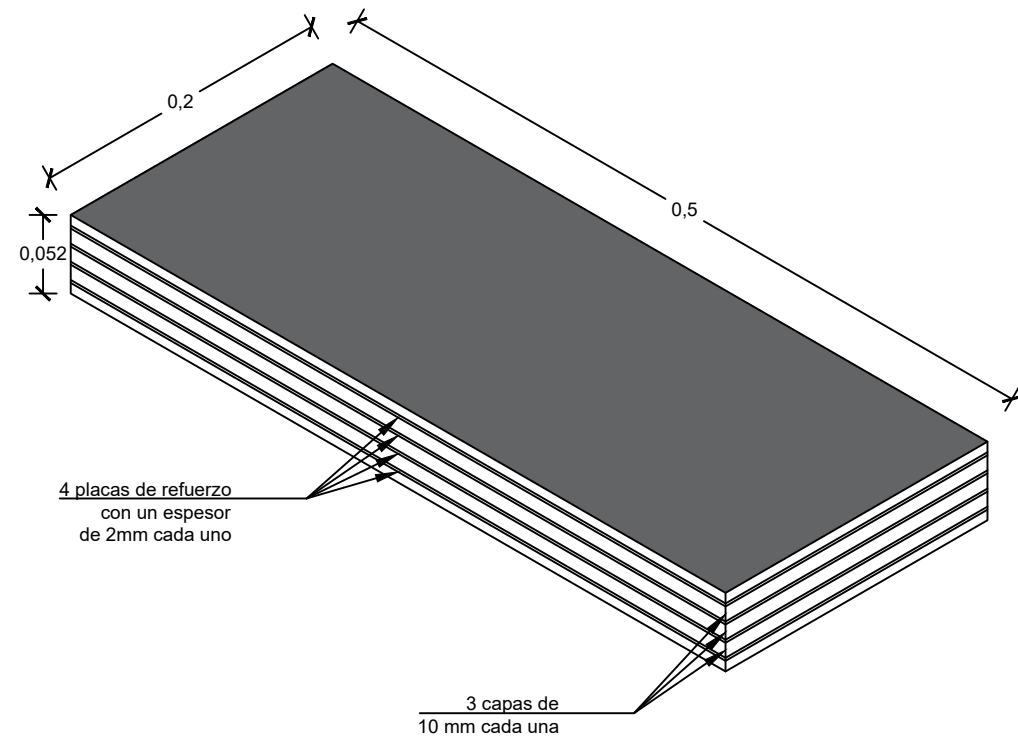
TIPOS DE FIGURA	
b	a
c	"C"
b	a
c	"S"
b	a
c	"O"
b	a
c	"N"
b	a
c	"L"

		<b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b>	
		CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
<b>PROYECTO:</b> ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RÍO DÉLEG EN EL TRAMO QUE CONECTA LAS COMUNIDADES DE AYANCAY Y ZUMBAHUAYCO.			
<b>UBICACIÓN</b> CAÑAR, CANTÓN AZOGUES, PARROQUIA JAVIER LOYOLA.			
<b>CONTENIDO:</b> -DIMENSIONES Y ARMADO DEL TABLERO. -ARMADO DEL TABLERO. -GEOMETRÍA DE LAS PROTECCIONES LATERALES A LO LARGO DEL PUENTE. -DIMENSIONES Y GEOMETRÍA DE LAS BARANDAS Y ACERA. -DIMENSIONES DE LOS DIAFRAGMAS. -ARMADO DE LOS RIELES. -ARMADO DE LOS POSTES. -ARMADO DE POSTE Y ACERA. -ARMADO DEL DIAFRAGMA DE APOYO Y TRAMO. -DIAFRAGMA DE APOYO. -DIAFRAGMA DE TRAMO.		<b>DIBUJANTES:</b> ANDRÉS BUESTÁN JOHN SALDAÑA  <b>APROBADO POR:</b> ING. JOSÉ VÁZQUEZ, Ph.D.  <b>FECHA:</b> 20 DE ENERO DEL 2023  <b>ESCALAS:</b> INDICADAS	
		<b>LÁMINA No:</b> 3 DE 5	

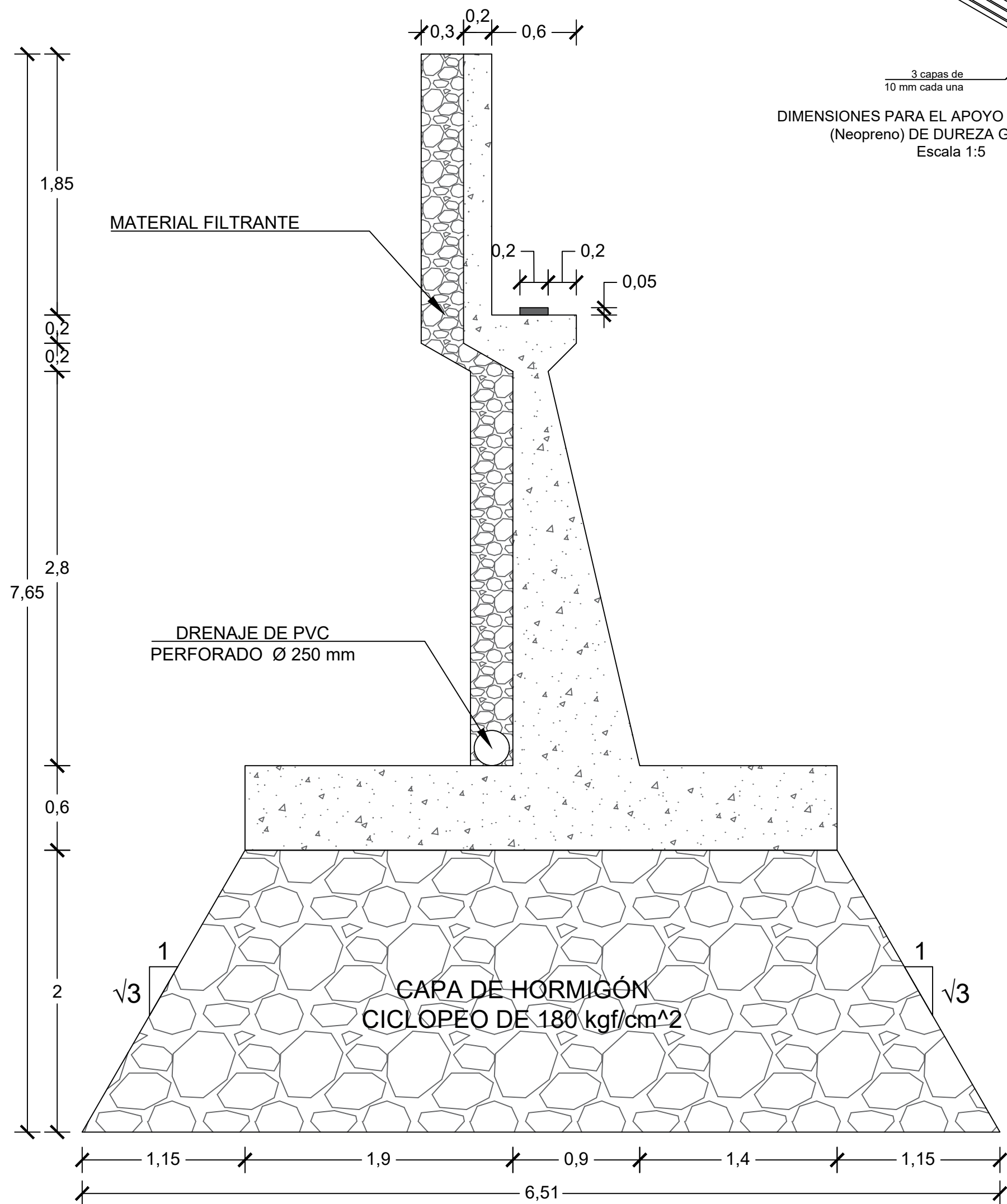




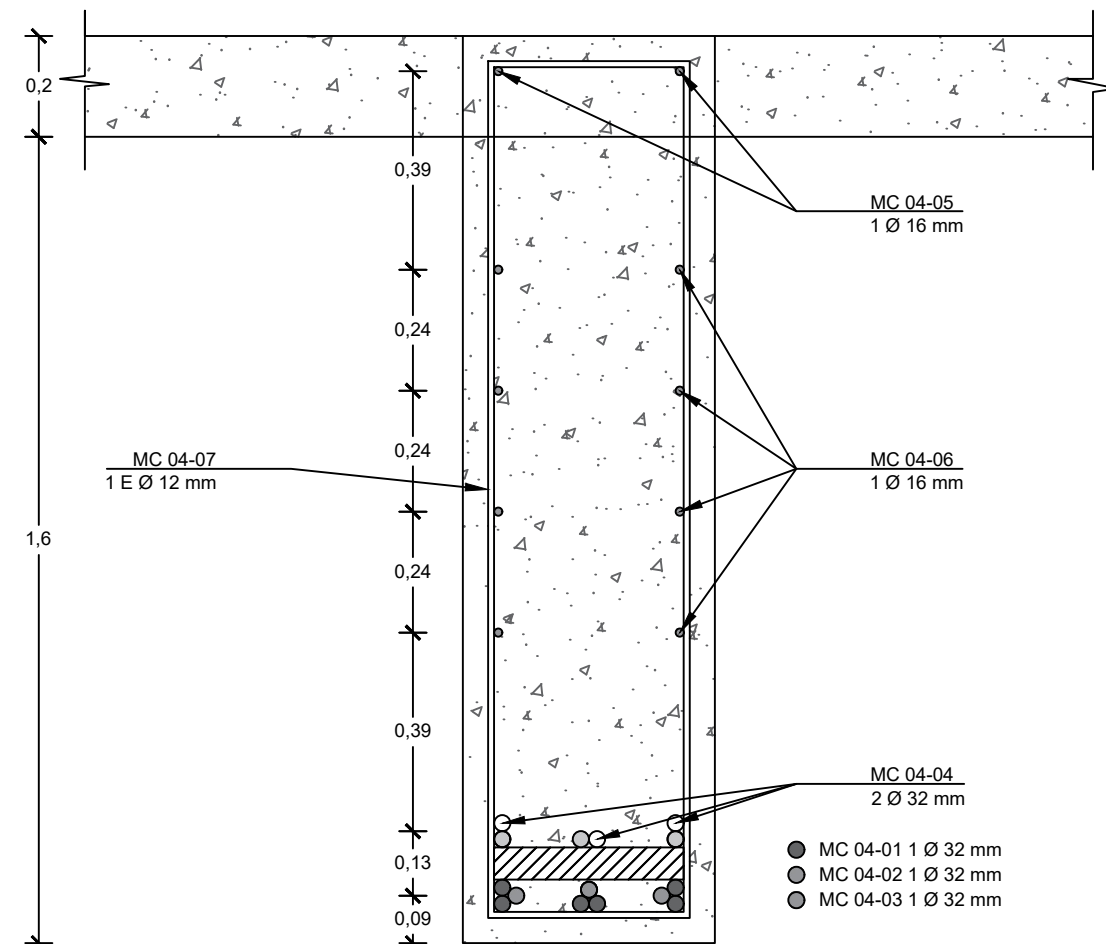
ARMADO DE LA VIGA  
Escala 1:40



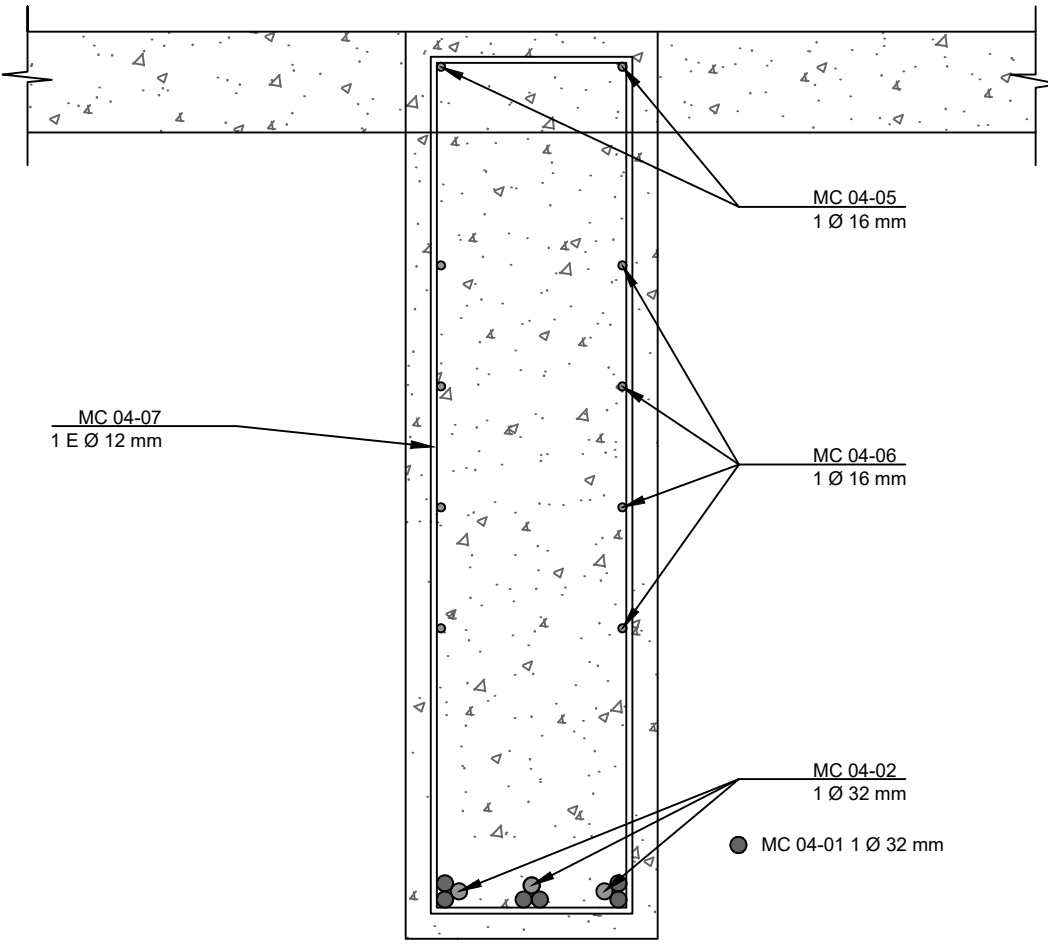
DIMENSIONES PARA EL APOYO ELASTOMÉRICO  
(Neopreno) DE DUREZA GRADO 60  
Escala 1:5



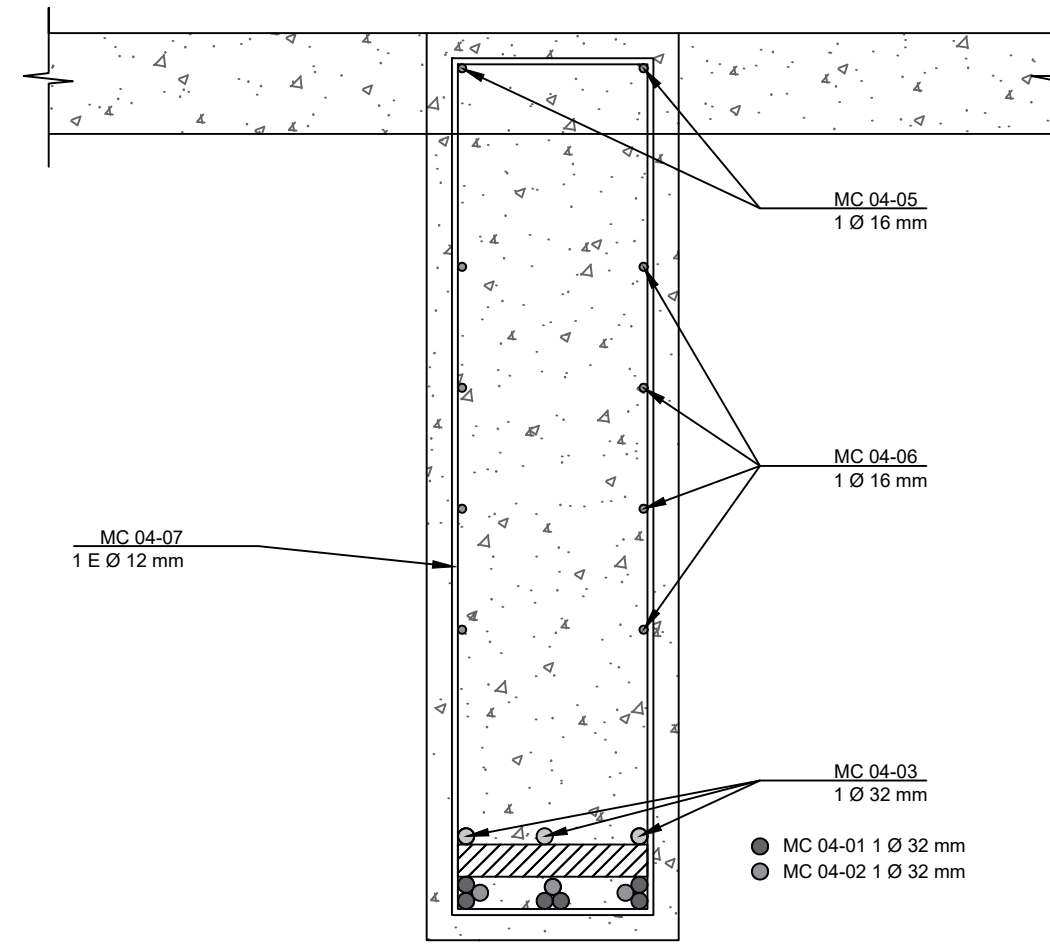
VISTA LATERAL DEL ESTRIBO IZQUIERDO  
Escala 1:30



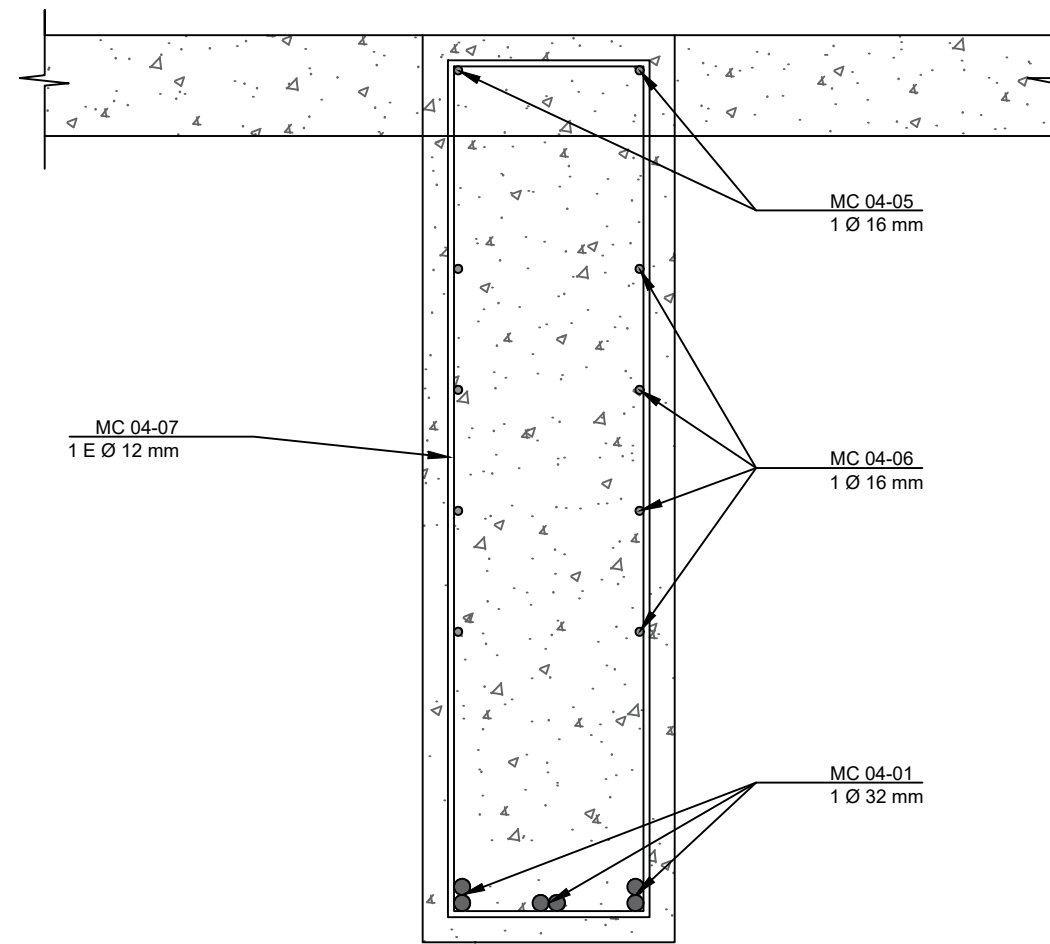
CORTE D - D  
Escala 1:15



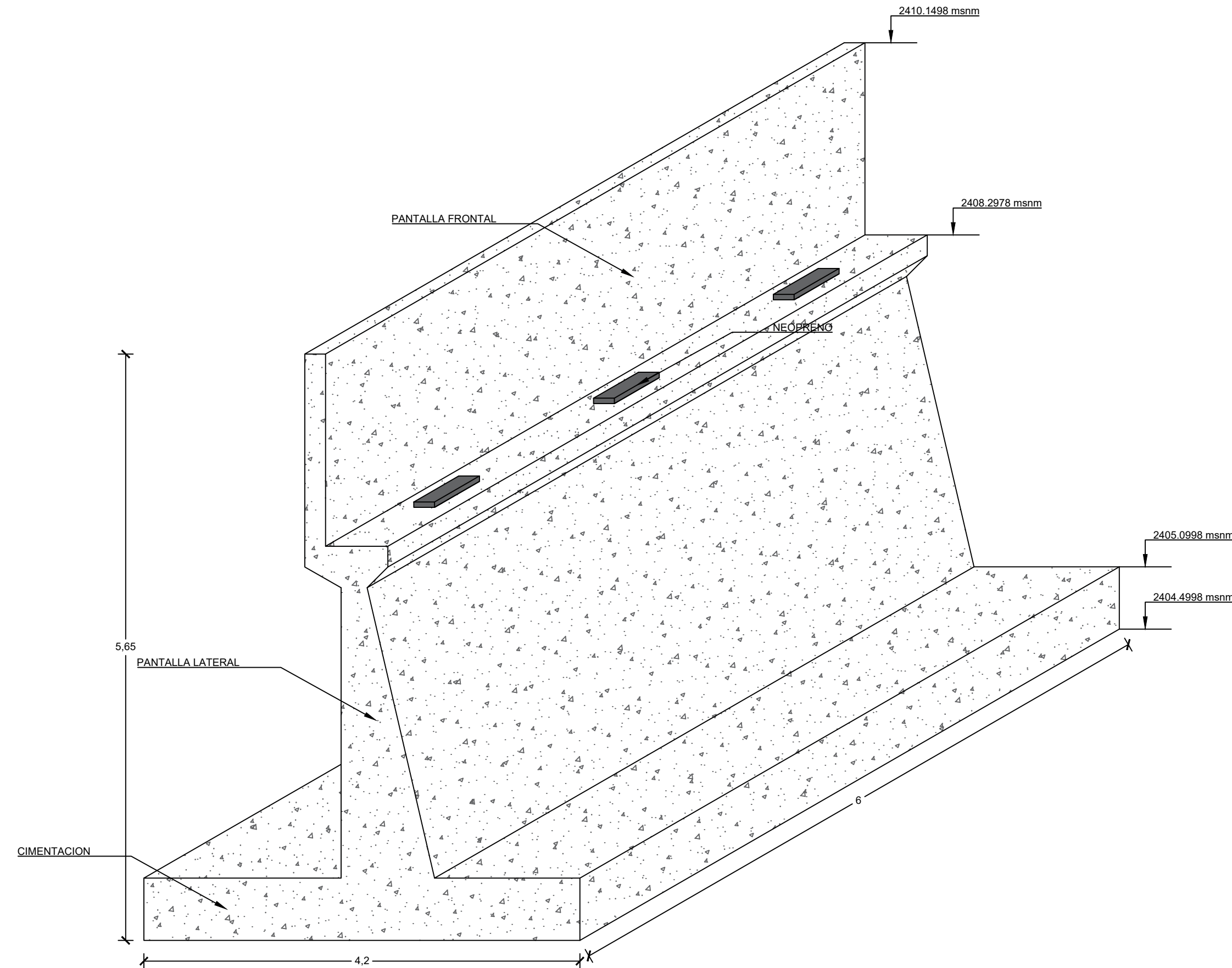
CORTE B - B  
Escala 1:15



CORTE C - C  
Escala 1:15



CORTE A - A  
Escala 1:15



VISTA 3D DEL ESTRIBO  
Escala 1:40


PLANILLA DE HIERROS PARA UNA VIGA												
MC	φ mm	No	Tipo	Dimensiones (m)					Longitud Desarr. (m)	Longitud Total (m)	No	Varillas
				a	b	c	d	e				
VIGAS												
04-01	32	18	C	22.9	0.25					23.40	421.20	35.10
04-02	32	9	I	18.4						18.40	165.60	13.80
04-03	32	9	I	13.8						13.80	124.20	10.35
04-04	32	9	I	9.2						9.20	82.80	6.90
04-05	16	12	L	11.8	0.2					12.00	144.00	12.00
04-06	16	48	J	11.9					0.1	12.00	576.00	48.00
04-07	12	396	O	1.7	0.4				0.075	4.35	1722.60	143.55

RESUMEN DE MATERIALES					
ACERO					
Φ VARILLA	10	12	14	16	32
L TOTAL (m)	0.00	1722.60	0.00	720.00	793.80
Peso (kg/m)	0.62	0.89	1.21	1.58	6.31
P T/VARILLA (kg)	0	1533.114	0	1137.6	5008.88
PESO TOTAL POR ESTRIBO (kg)					6541.99

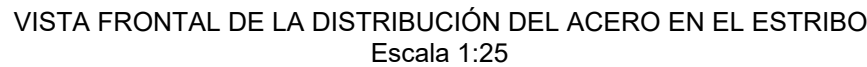
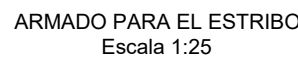
HORMIGÓN DE 280 kg/cm2				
DESCRIPCIÓN	Volumen	Cantidad	Total	U
VIGAS	18.4	3	55.2	m3

NEOPRENO		
Cantidad	6	Unidades
DESCRIPCIÓN	VALOR	U
DUREZA	GRADO 60	
ACERO	2520	kg/cm2

TIPOS DE FIGURA		
b   "C"   c	a   "I"   b	a   "L"   b
g   "J"   a	a   "O"   b	

 <b>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</b> CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
<b>PROYECTO:</b> ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RÍO DÉLEG EN EL TRAMO QUE CONECTA LAS COMUNIDADES DE AYANCAY Y ZUMBAHUAYCO.	
<b>UBICACIÓN</b> CAÑAR, CANTÓN AZOGUES, PARROQUIA JAVIER LOYOLA.	
<b>CONTENIDO:</b> -ARMADO DE LA VIGA. -CORTE A - A -CORTE B - B. -CORTE C - C. -CORTE D - D. -DIMENSIONES PARA EL APOYO ELASTOMÉRICO (Neopreno) DE DUREZA GRADO 60. -VISTA LATERAL DEL ESTRIBO IZQUIERDO. -VISTA 3D DEL ESTRIBO.	<b>DIBUJANTES:</b> ANDRÉS BUESTÁN JOHN SALDAÑA <b>APROBADO POR:</b> ING. JOSÉ VÁZQUEZ, Ph.D. <b>FECHA:</b> 20 DE ENERO DEL 2023 <b>ESCALAS:</b> INDICADAS <b>LÁMINA No:</b> 4 DE 5





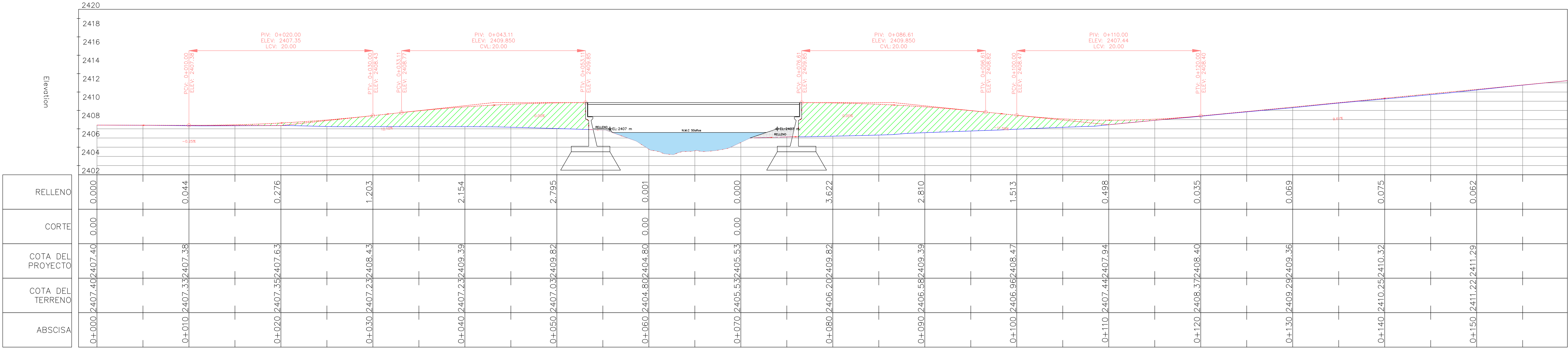
<sup>14</sup> El gusino estándar para erribos y erribos conados de confinamiento incluye el diferente interior del doble espejillo y el largo de la extremidad recta. Se permite usar una extensión recta solo larga en el extremo del gusino. No se consideran que esta extensión afecte la resistencia ni acorta el gusino.

### **ANEXOS 7.3 PLANOS HORMIGÓN PRETENSADO**



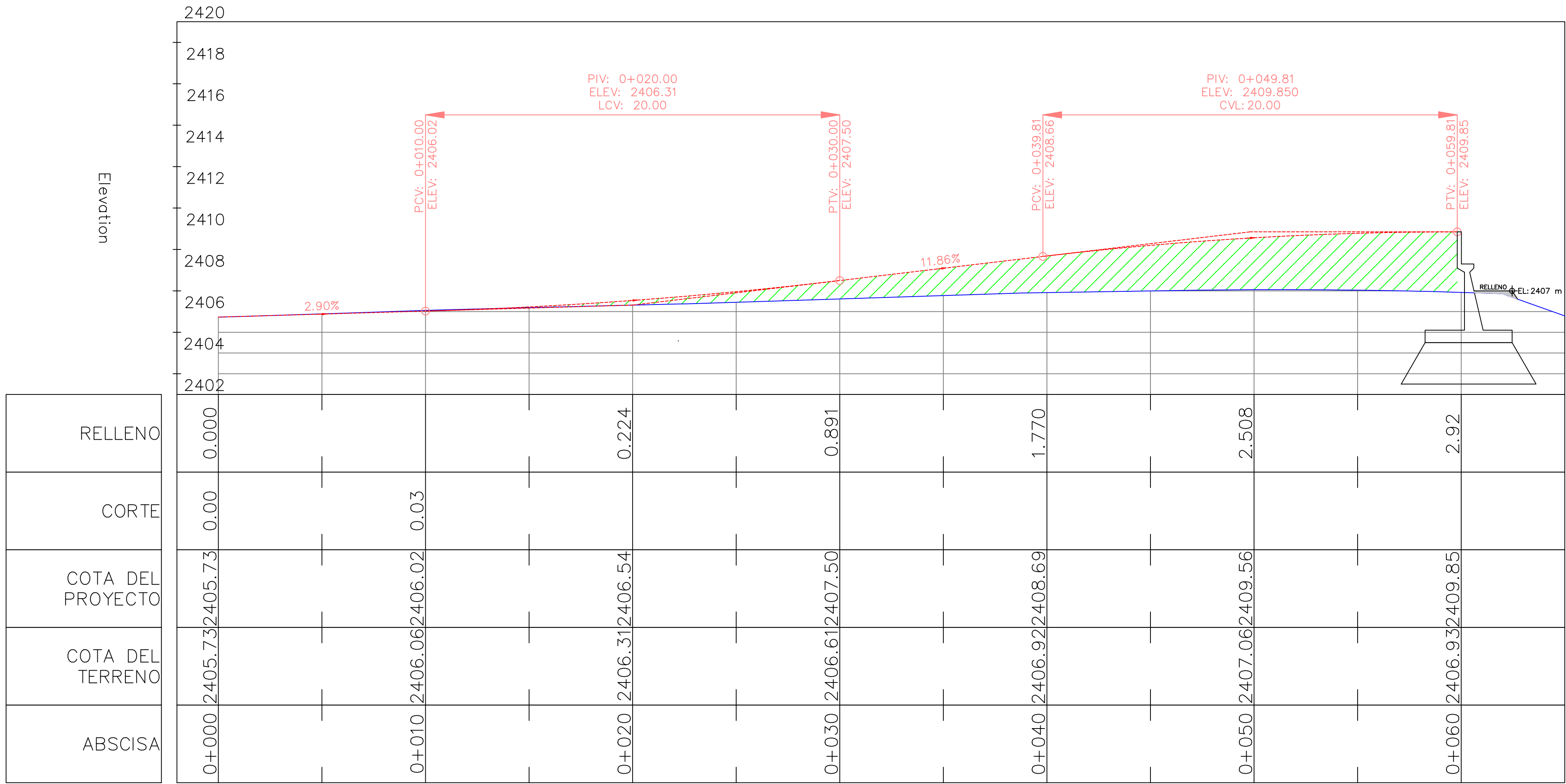
PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL EJE 1 DEL PROYECTO

Escala 1:150



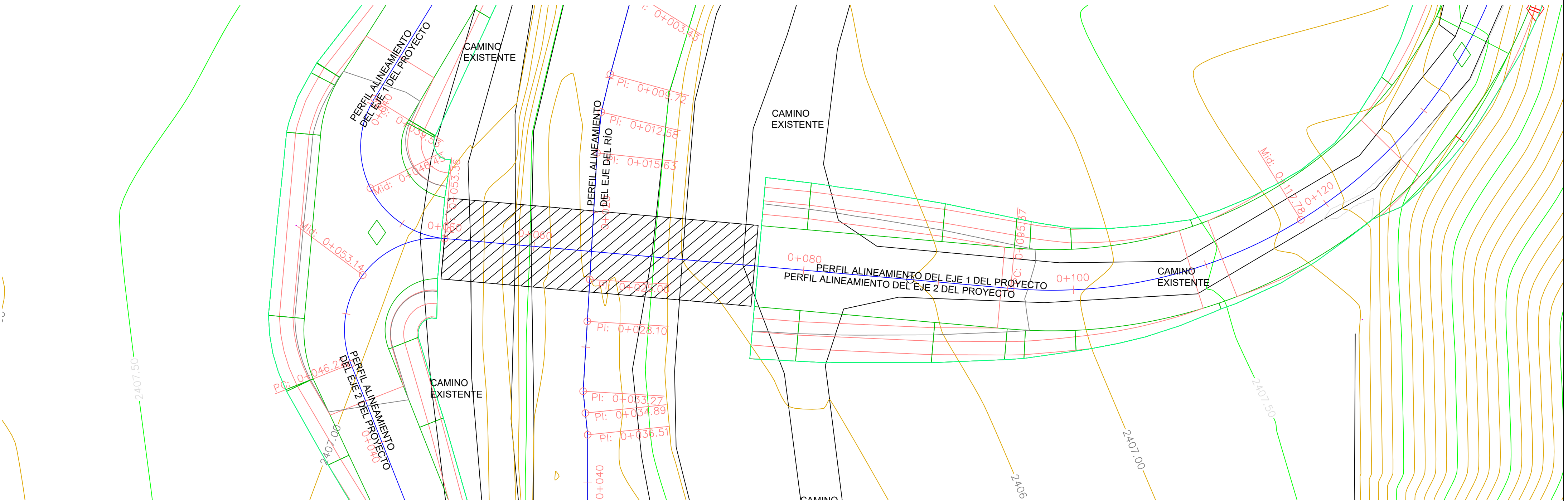
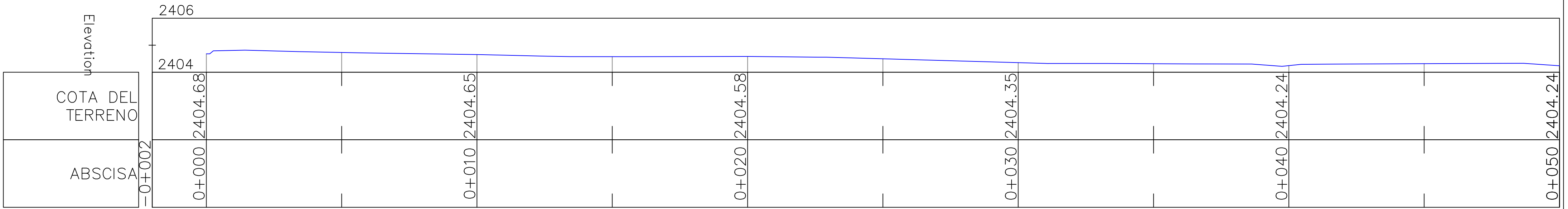
PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL EJE 2 DEL PROYECTO

Escala 1:150



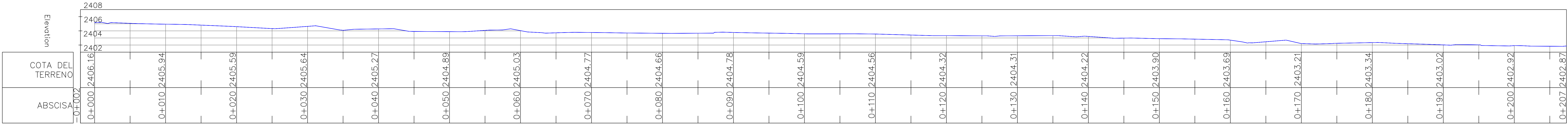
PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL EJE DEL RIO

Escala 1:100

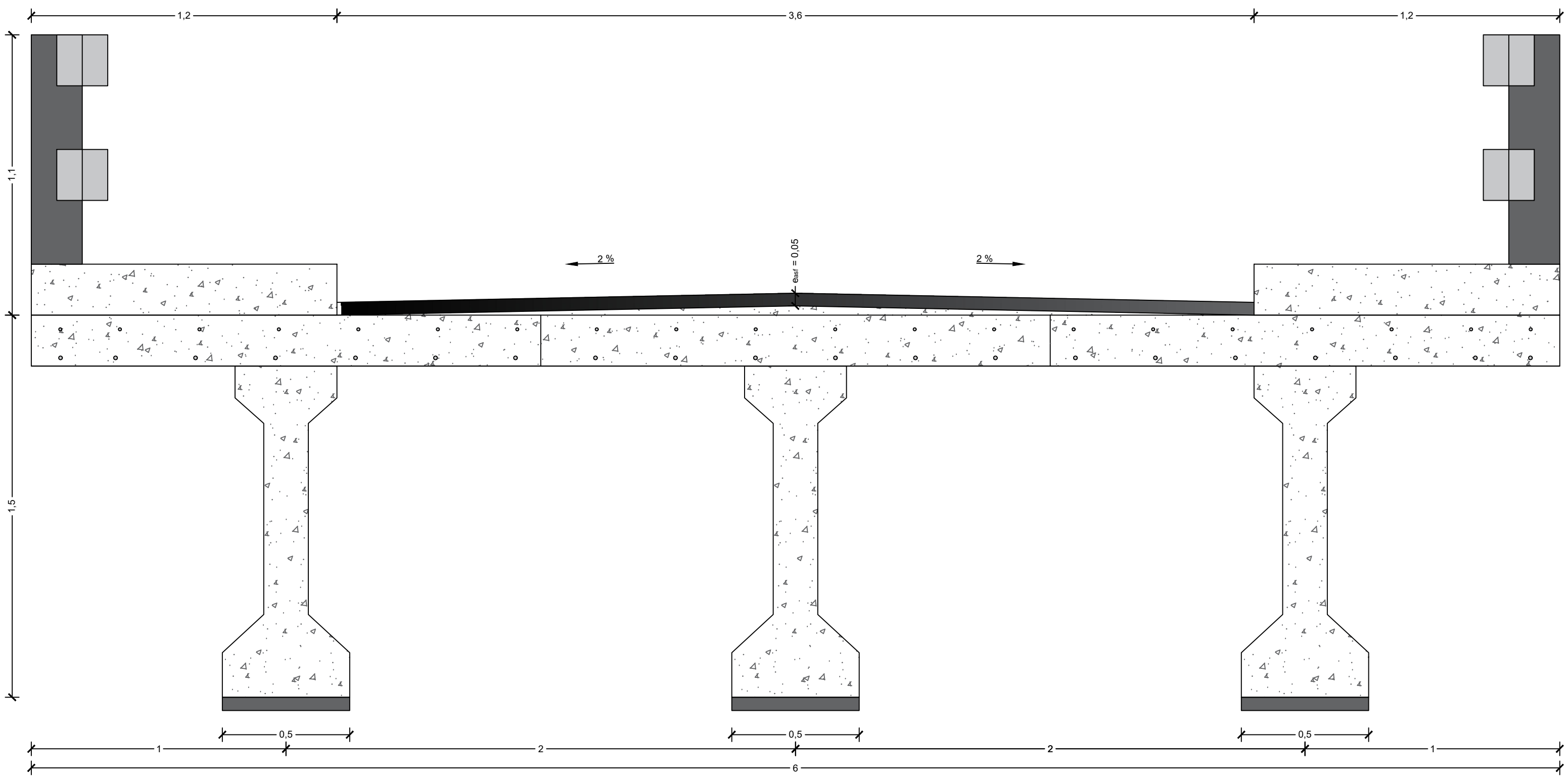


PERFIL \_ALINEAMIENTO DEL RIO

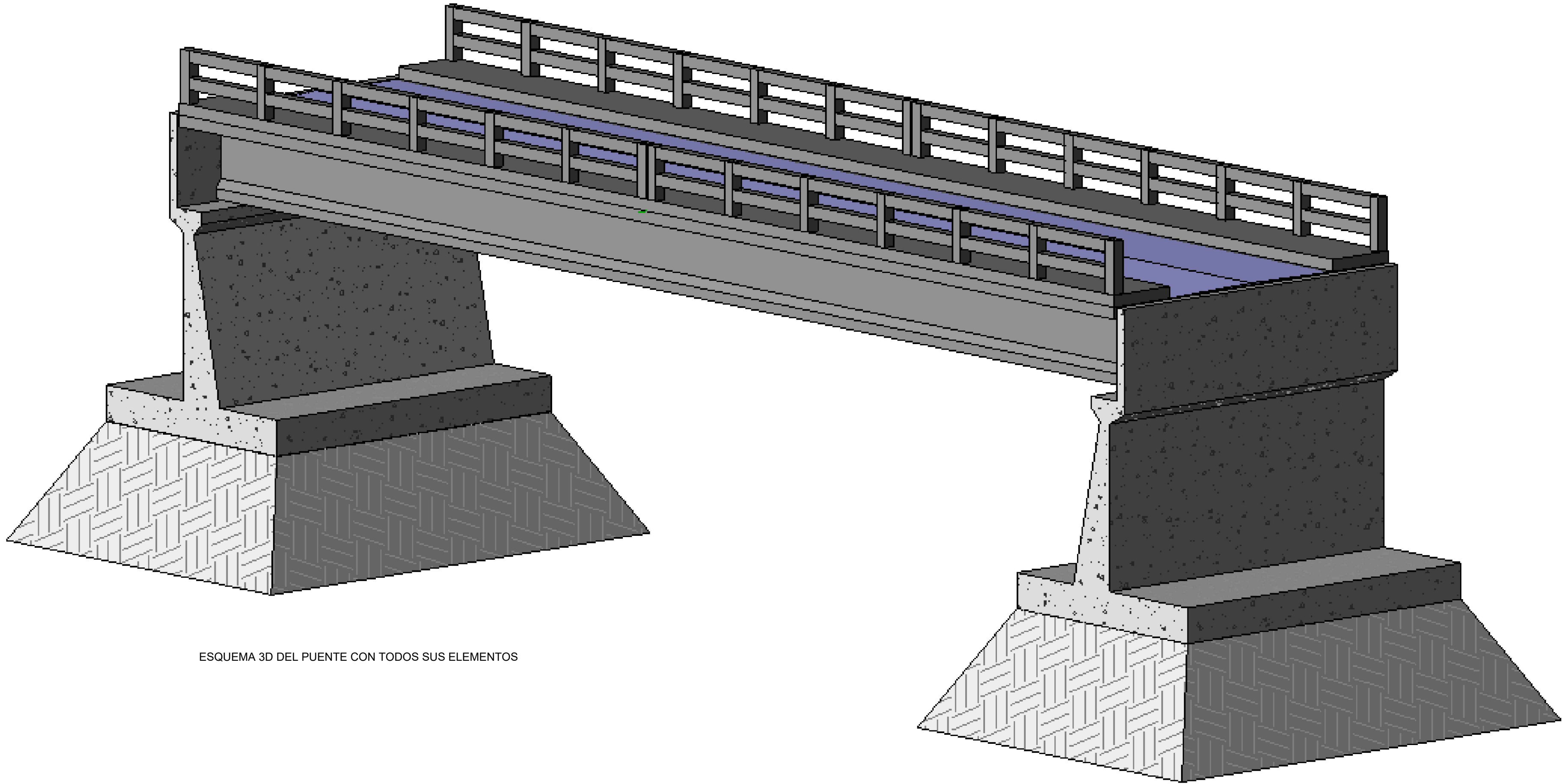
Escala 1:200



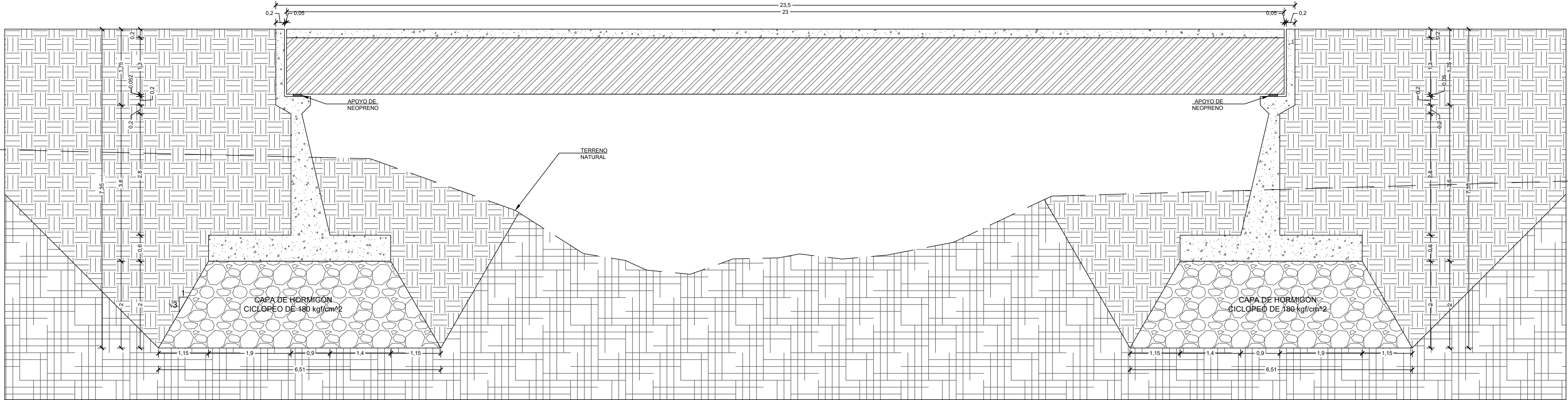




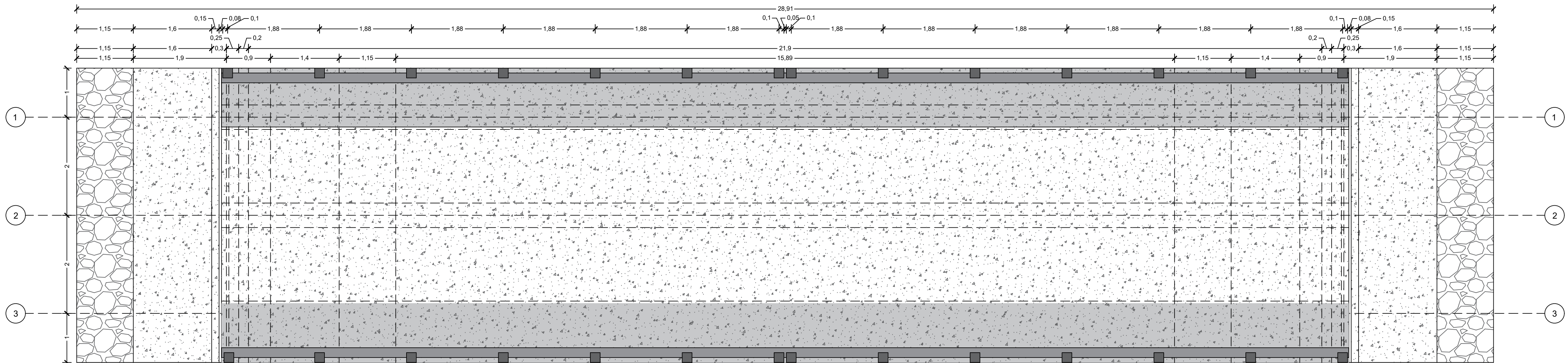
CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE  
Escala 1:15



ESQUEMA 3D DEL PUENTE CON TODOS SUS ELEMENTOS



CORTE LONGITUDINAL DEL PUENTE  
Escala 1:50



VISTA EN PLANTA DEL PUENTE  
Escala 1:50



UNIVERSIDAD DEL AZUAY  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:  
ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RÍO DÉLEG EN EL TRAMO QUE CONECTA LAS COMUNIDADES DE AYANCA Y ZUMBAHUAYCO.

UBICACIÓN:  
CANAR, CANTÓN AZOGUES, PARROQUIA JAVIER LOYOLA.

CONTENIDO:  
-CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE.  
-ESQUEMA 3D DEL PUENTE CON TODOS SUS ELEMENTOS.  
-CORTE LONGITUDINAL DEL PUENTE.  
-VISTA EN PLANTA DEL PUENTE.

DIBUJANTES:  
ANDRÉS BUESTÁN  
JOHN SALDAÑA

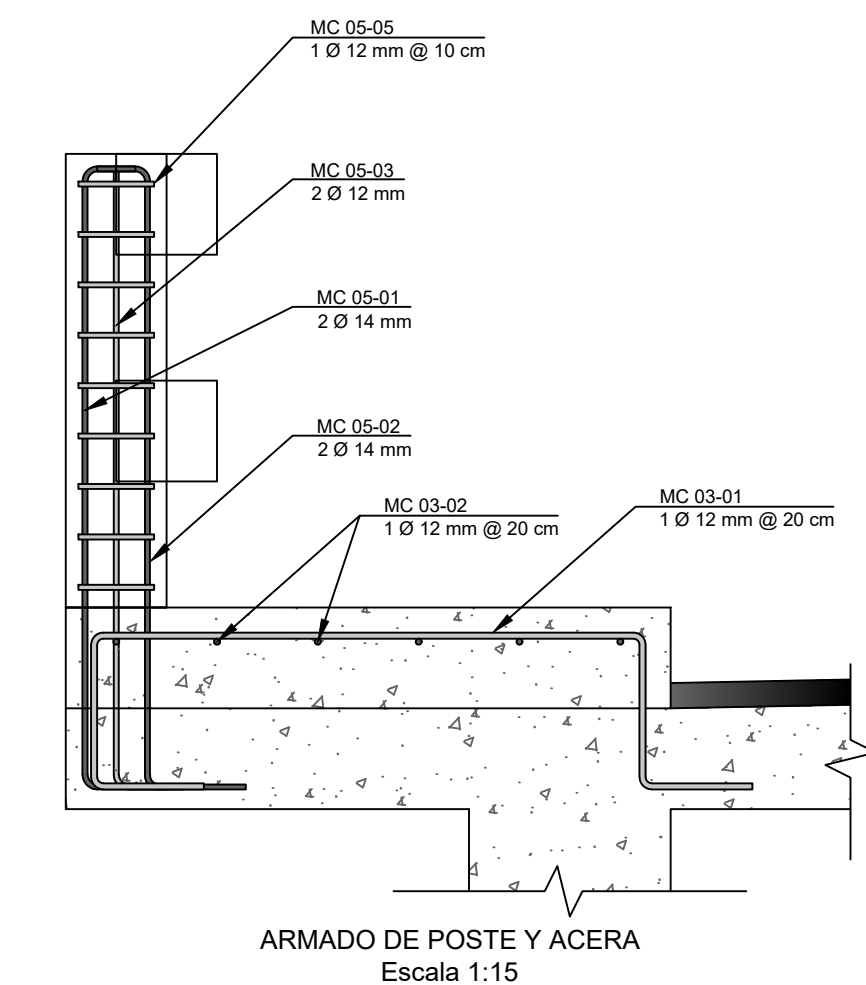
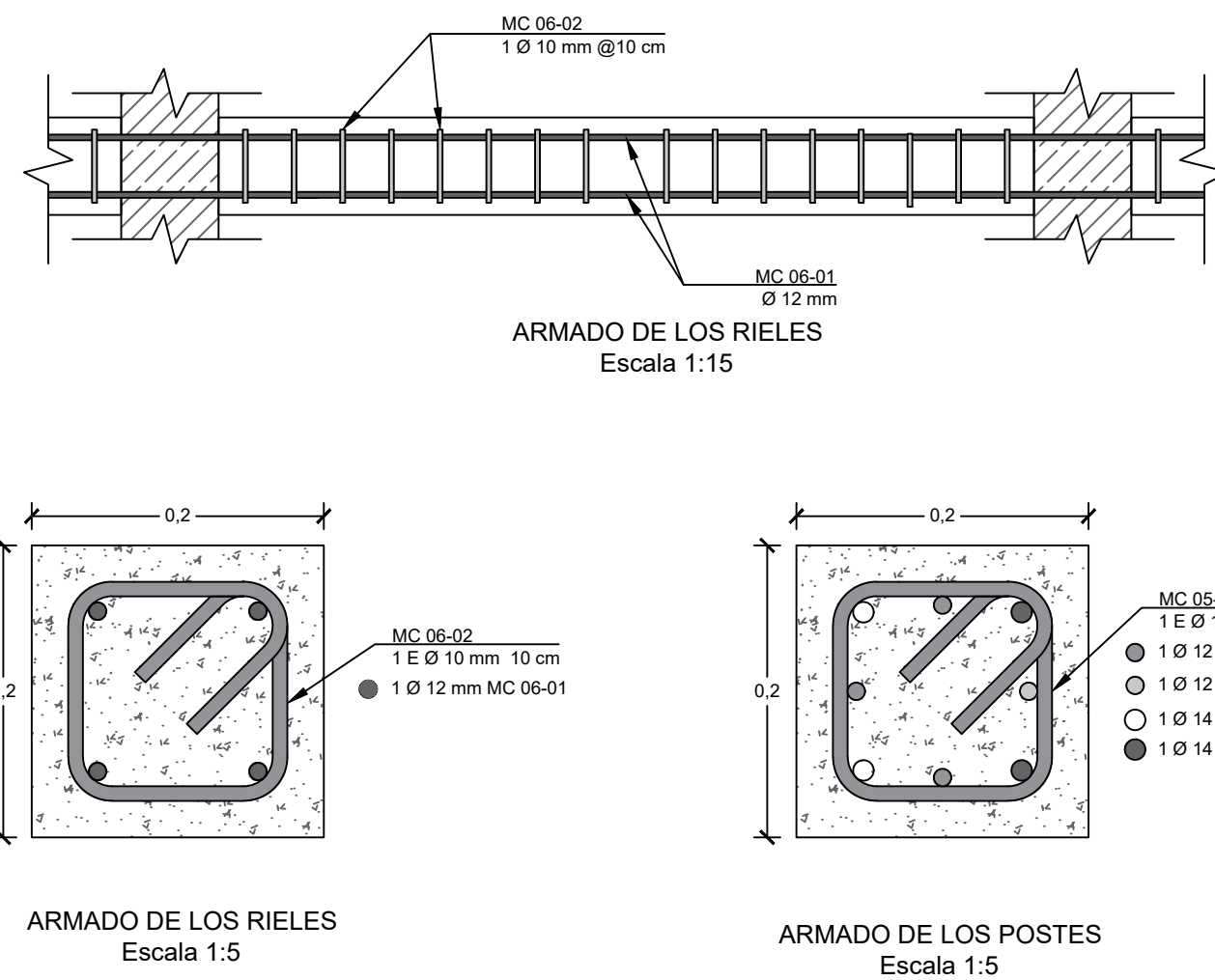
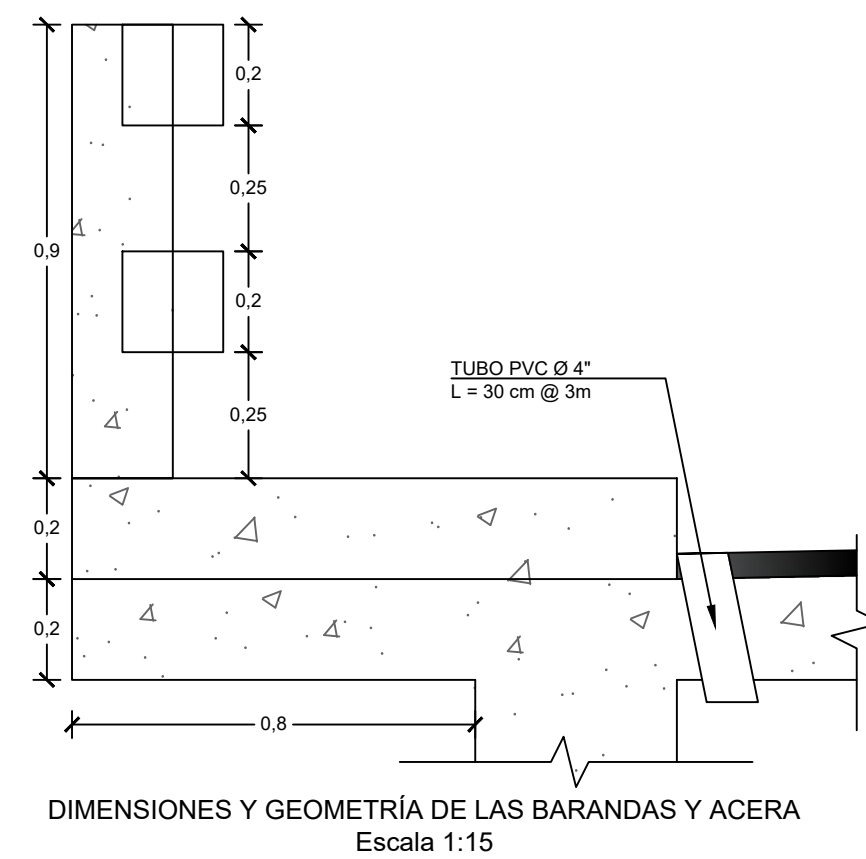
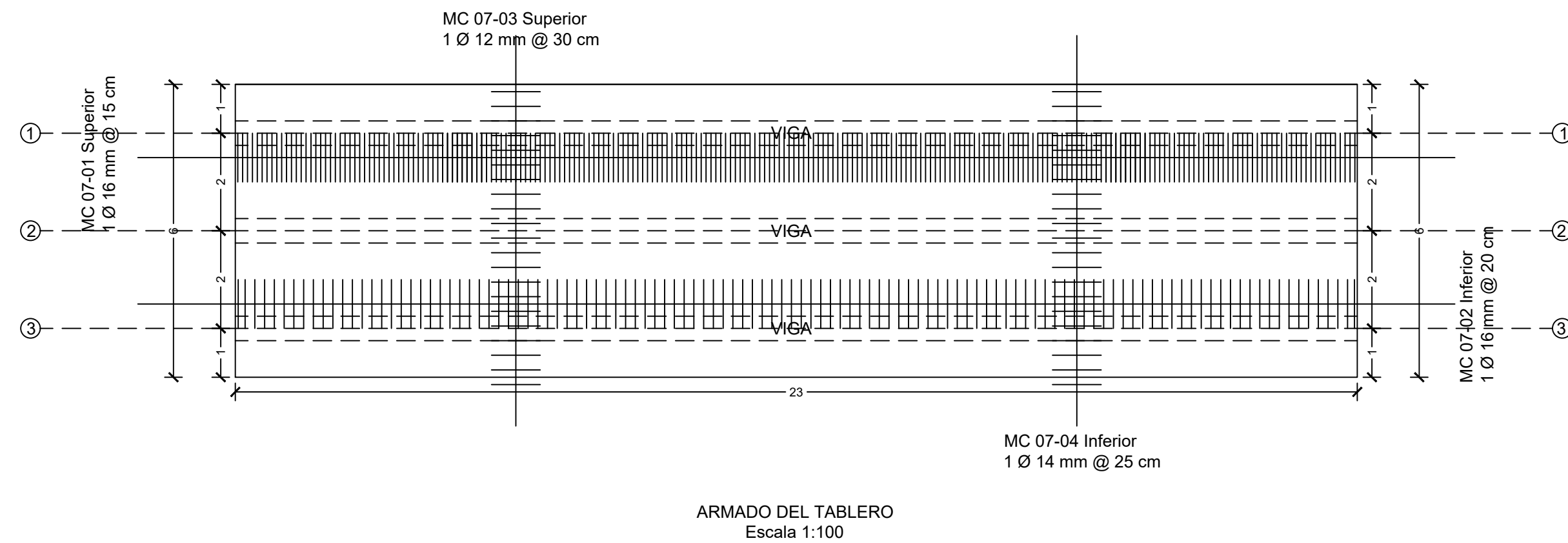
APROBADO POR:  
ING. JOSÉ VÁZQUEZ, P.T.D.

FECHA:  
20 DE ENERO DEL 2023

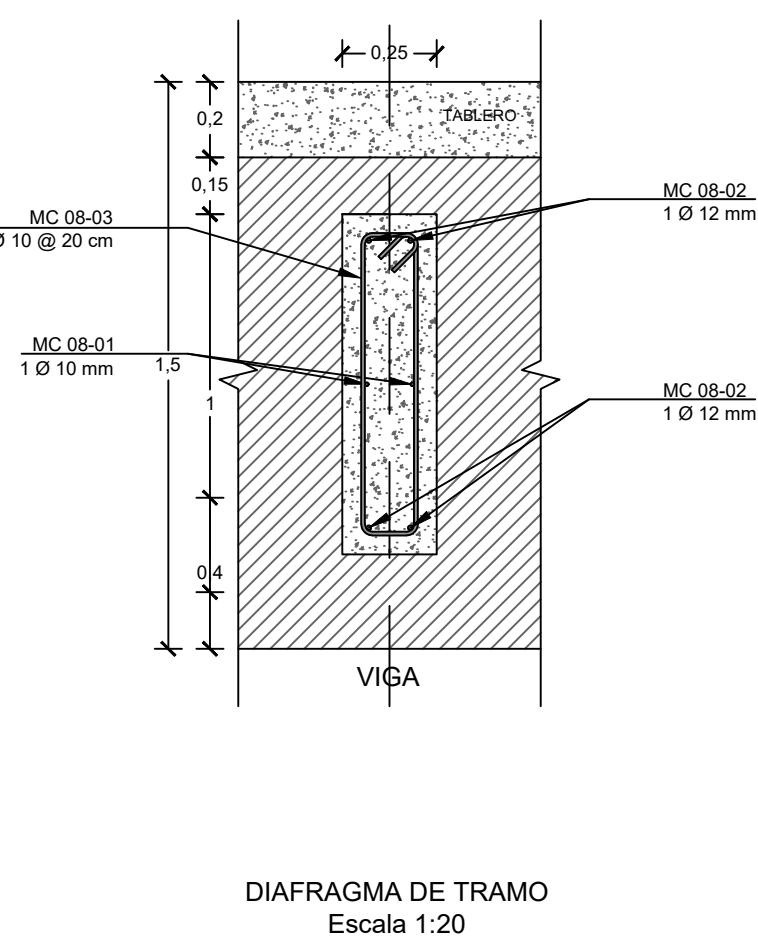
ESCALAS:  
INDICADAS

LÁMINA No:  
2 DE 5





Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro mínimo de doblado, mm	Geometría $d_b/d$ y $\alpha$ , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 137 grados	No. 10 a No. 10	$d_b$	Mayor de $d_b/4$ y 25 mm	
	No. 14 a No. 25	$d_b/2$	(3d_b)	
Gancho de 133 grados	No. 10 a No. 10	$d_b$	Mayor de $d_b/4$ y 25 mm	
	No. 14 a No. 25	$d_b/2$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 10	$d_b$	Mayor de $d_b/4$ y 25 mm	
	No. 14 a No. 25	$d_b/2$		



PLANILLA DE HIERROS												
MC	Φ mm	No	Tipo	Dimensiones (m)					gancho	Longitud Desarr. (m)	Longitud Total (m)	No Varillas
				a	b	c	d	e				
ACERA												
03-01	12	230	N	1.10	0.31	0.31	0.2	0.2		2.12	487.60	40.63
03-02	12	12	L	23.6	0.20	0.20				24.00	288.00	24.00
BARANDAS												
POSTE												
05-01	14	56	E	1.24	0.14	0.20				1.58	88.26	7.35
05-02	14	56	S	1.24	0.14	0.20				1.58	88.26	7.35
05-03	12	84	E	1.24	0.14	0.18				1.56	130.70	10.89
05-04	12	28	S	1.24	0.14	0.18				1.56	43.57	3.63
05-05	12	252	O	0.15	0.15			0.075	0.75	189.00	15.75	
RIEL												
06-01	12	32	C	11.4	0.16	0.16				11.72	375.04	31.25
06-02	10	912	O	0.15	0.15			0.075	0.75	684.00	57.00	
TABLERO												
07-01	16	153	C	6	0.11	0.11				6	936.36	78.03
07-02	16	115	C	6	0.11	0.11				6	703.80	58.65
07-03	12	40	J	12					0.065	12	480.00	40.00
07-04	14	48	J	12					0.065	12	576.00	48.00
DIAFRAGMA												
08-01	10	6	G	4.43					0.17	4.77	28.62	2.39
08-02	12	12	C	4.43	0.2	0.2				4.83	57.96	4.83
08-03	10	60	O	0.80	0.15				0.075	2.05	123.00	10.25

RESUMEN DE MATERIALES					
ACERO					
Φ VARILLA	10	12	14	16	32
L TOTAL (m)	835.62	2051.87	752.51	1640.16	0
Peso (kg/m)	0.62	0.89	1.21	1.58	6.31
P T/VARILLA (kg)	518.08	1826.17	910.54	2591.45	0
				<b>PESO TOTAL (kg)</b>	5846.24

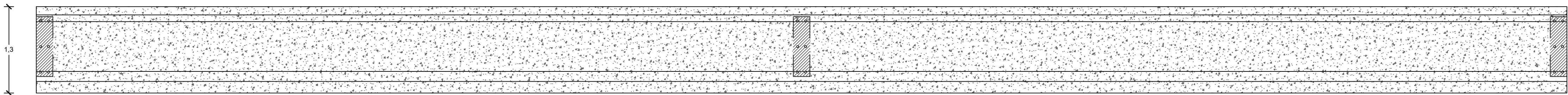
HORMIGÓN DE 280 kg/cm2				
DESCRIPCIÓN	Volumen	Cantidad	Total	U
TABLERO	27.60	1	27.60	m3
DIAFRAGMA apoyo	0.90	2	1.80	m3
DIAFRAGMA tramo	0.90	1	0.90	m3
	<b>VOLUMEN TOTAL</b>		30.30	m3

HORMIGÓN DE 210 kg/cm2				
DESCRIPCIÓN	Volumen	Cantidad	Total	U
POSTES	0.04	28	1.01	m3
RIEL	0.07	48	3.22	m3
ACERA	5.8	2	11.6	m3
	<b>VOLUMEN TOTAL</b>		15.82	m3

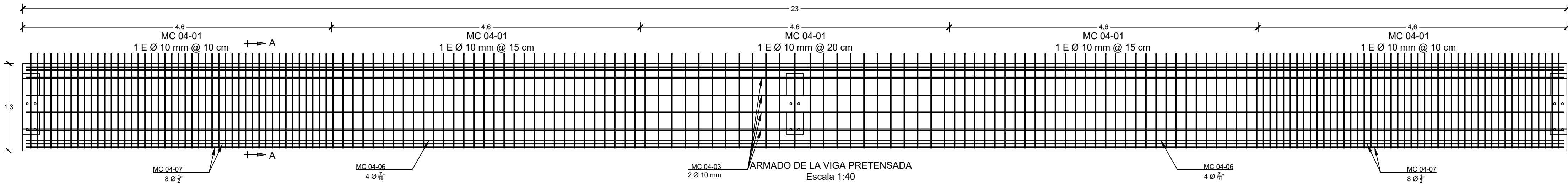
TIPOS DE FIGURA

$b \overline{\overline{c}}^a$     $g \overline{\overline{j}}^a$     $g \overline{\overline{g}}^a$     $b \overline{\overline{l}}^a$   
 $a \overline{\overline{c}}^b$     $a \overline{\overline{c}}^b$     $a \overline{\overline{c}}^b$     $b \overline{\overline{e}}^a$     $c$     $d$     $e$

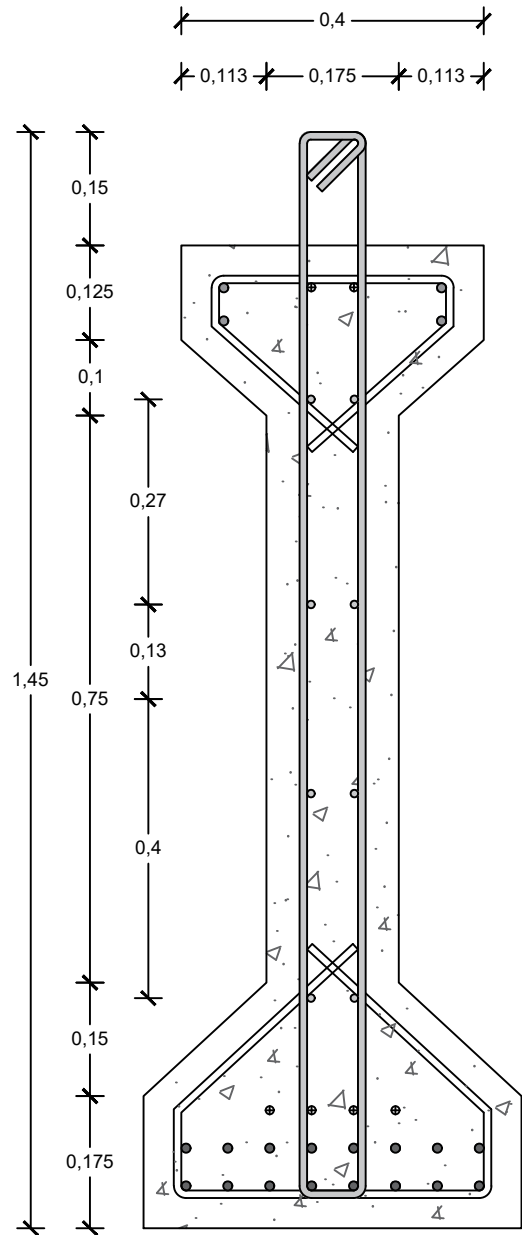




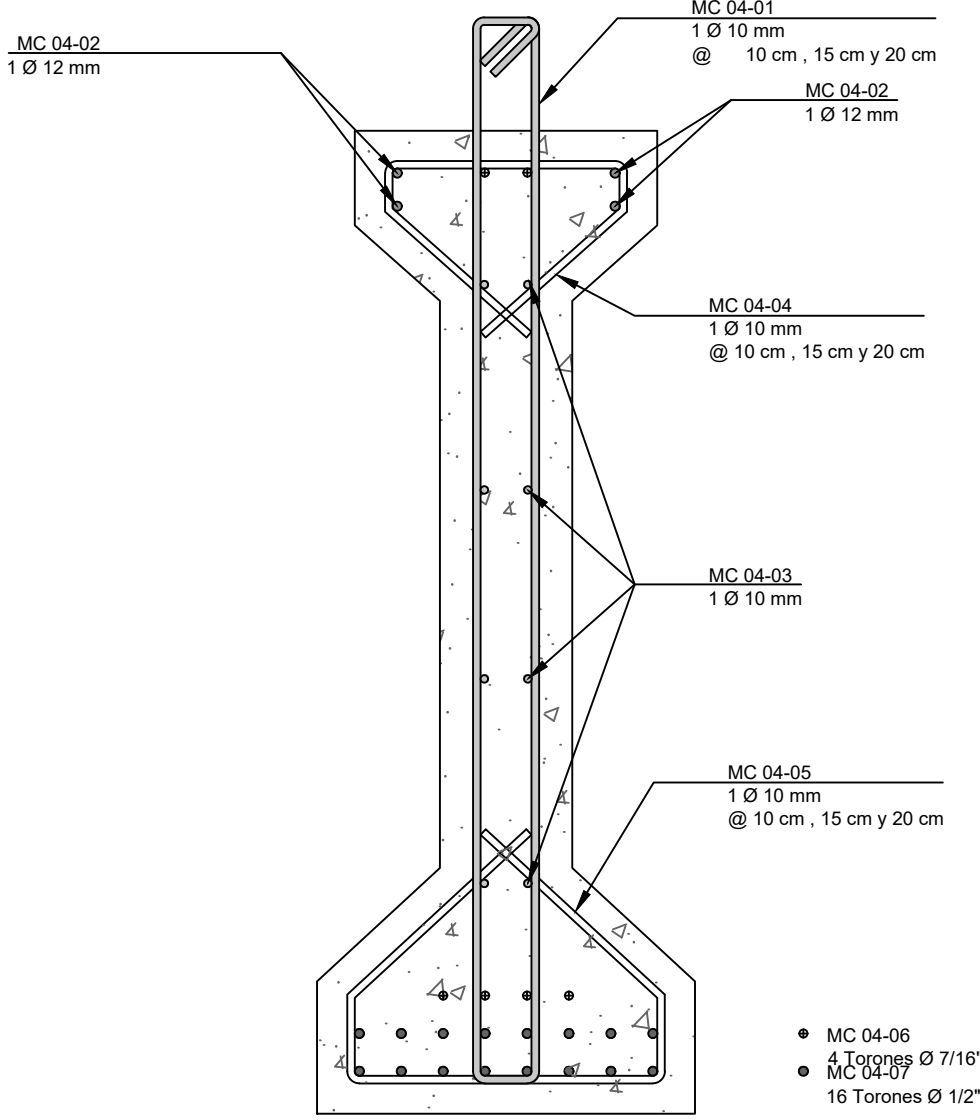
VISTA LONGITUDINAL DE LA VIGA PRETENSADA  
Escala 1:40



ARMADO DE LA VIGA PRETENSADA  
Escala 1:40



CORTE A-A DIMENSIONES  
Escala 1:10



CORTE A-A REFUERZO  
Escala 1:10

PLANILLA DE HIERROS PARA UNA VIGA												
MC	φ mm	No	Tipo	Dimensiones (m)					Longitud Desarr. (m)	Longitud Total (m)	No Varillas	
				a	b	c	d	e				
VIGAS PREFABRICADAS												
04-01	10	525	O	1.41	0.09				0.075	3.15	1653.75	137.81
04-02	12	12	I	24						24.00	288.00	24.00
04-03	10	48	J	11.8					0.17	12.00	576.00	48.00
04-04	10	525	M	0.31	0.06	0.06	0.25	0.25		0.93	488.25	40.69
04-05	10	525	N	0.41	0.11	0.11	0.32	0.32		1.27	666.75	55.56
04-06	7/16"	6	I	25						25.00	150.00	
04-07	1/2"	16	I	25						25.00	400.00	

RESUMEN DE MATERIALES					
ACERO					
Φ VARILLA	10	12	14	16	32
L TOTAL (m)	3384.75	288.00	0.00	0.00	0.00
Peso (kg/m)	0.62	0.89	1.21	1.58	6.31
P T/VARILLA (kg)	2098.545	256.32	0	0	0.00
PESO TOTAL POR VIGA (kg)					2354.87

HORMIGÓN DE 400 kg/cm2				
DESCRIPCIÓN	Volumen	Cantidad	Total	U
VIGAS	8.05	3	24.15	m3


TIPOS DE FIGURA

a "I" g a "J"

b "M" c d e

a "O" b

b "N" c d e a



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO:**  
ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE UBICADO SOBRE EL RÍO DÉLEG EN EL TRAMO QUE CONECTA LAS COMUNIDADES DE AYANCAY Y ZUMBAHUAYCO.

**UBICACIÓN**  
CAÑAR, CANTÓN AZOGUES, PARROQUIA JAVIER LOYOLA.

**CONTENIDO:**  
-VISTA LONGITUDINAL DE LA VIGA PRETENSADA.  
-ARMADO DE LA VIGA PRETENSADA.  
-CORTE A-A DIMENSIONES.  
-CORTE A-A REFUERZO.

**DIBUJANTES:**  
ANDRÉS BUESTÁN  
JOHN SALDAÑA

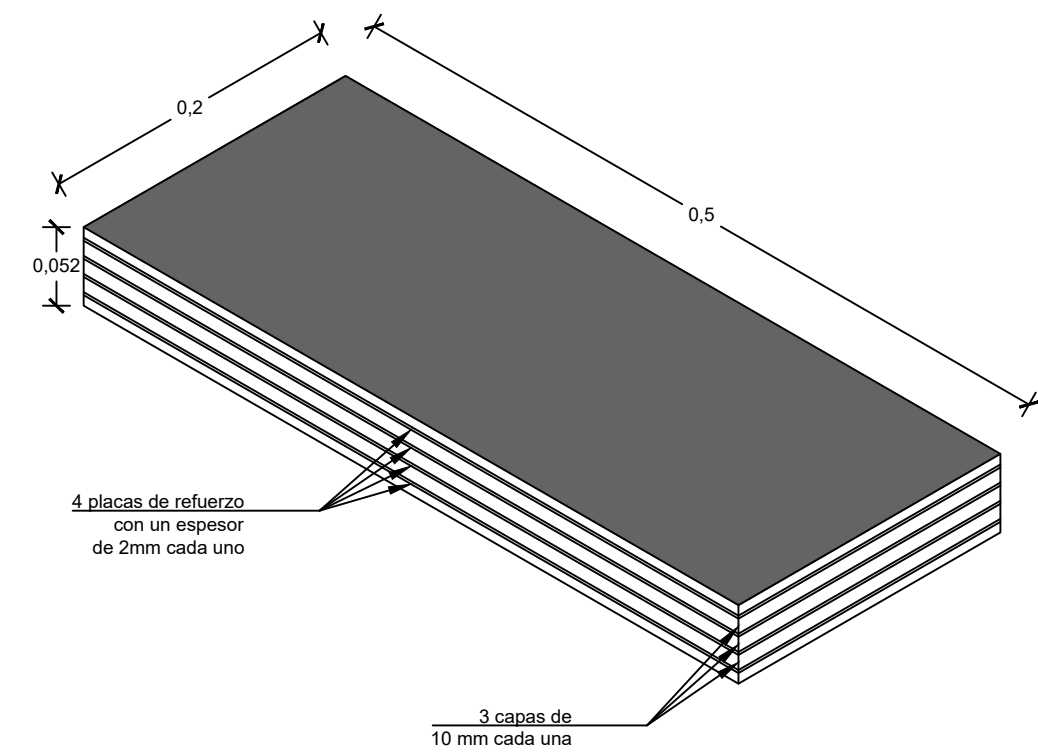
**APROBADO POR:**  
ING. JOSÉ VÁZQUEZ, Ph.D.

**FECHA:**  
20 DE ENERO DEL 2023

**ESCALAS:**  
INDICADAS

**LÁMINA No:**  
4 DE 5





PLANILLA DE HIERROS PARA UN ESTRIBO												
MC	Φ mm	No	Tipo	Dimensiones (m)					Longitud Desarr. (m)	Longitud Total (m)	No Varillas	
				a	b	c	d	e				gancho
ZAPATA												
01-01	20	40	C	4.10	0.28	0.28				4.66	186.4	15.53
01-02	14	14	C	5.90	0.19	0.19				6.28	87.92	7.33
01-03	20	30	C	4.10	0.28	0.28				6.66	139.80	11.65
01-04	14	14	C	5.90	0.19	0.19				6.28	87.92	7.33
PANTALLA												
02-01	20	17	L	2.60	0.28					2.88	48.96	4.08
02-02	20	20	S	3.62	0.27	0.27				4.16	83.20	6.93
02-03	14	42	T	3.36	0.18	0.18				3.72	156.24	13.02
02-04	14	32	C	5.90	0.19	0.19				6.28	200.96	16.75
02-05	20	50	P	1.66	0.09	0.37				2.12	106.00	8.83
02-06	14	20	C	5.90	0.28	0.28				6.46	129.20	10.77
02-07	14	20	Z	0.43	0.13	0.18				0.74	14.80	1.23
02-08	14	20	C	0.69	0.11	0.11				0.91	18.20	1.52
02-09	14	20	L	1.67	0.10					1.77	35.40	2.95

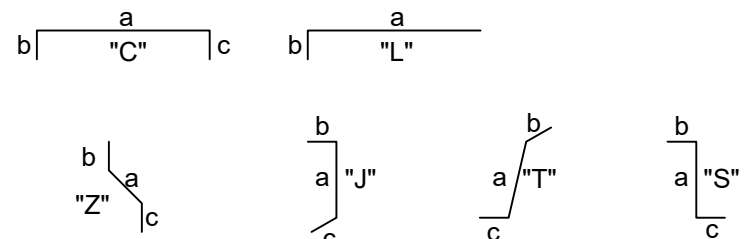
## RESUMEN DE MATERIALES

ACERO					
Φ VARILLA	10	12	14	16	20
L TOTAL (m)	0.00	0.00	730.64	0.00	564.36
Peso (kg/m)	0.62	0.89	1.21	1.58	2.47
P T/VARILLA (kg)	0	0	884.0744	0	1393.97
PESO TOTAL POR ESTRIBO (kg)					2278.04
PESO TOTAL POR 2 ESTRIBO (kg)					4556.09

HORMIGÓN DE 350 kg/cm <sup>2</sup>			HORMIGÓN DE 180 kg/cm <sup>2</sup>		
DESCRIPCIÓN	Volumen	U	DESCRIPCIÓN	Volumen	U
ZAPATA	15.12	m <sup>3</sup>	HORMIGÓN CICLOPEO	77.51	m <sup>3</sup>
PANTALLA	13.11	m <sup>3</sup>	TOTAL POR estribo	77.51	m <sup>3</sup>
TOTAL POR estribo	28.23	m <sup>3</sup>	TOTAL POR 2 estribo	155.02	m <sup>3</sup>
TOTAL POR 2 estribo	56.46	m <sup>3</sup>			

NEOPRENO		
Cantidad	6	Unidades
DESCRIPCIÓN	VALOR	U
DUREZA	GRADO 60	
ACERO	2520	kg/cm2

## TIPOS DE FIGURA



Technical drawing of a concrete structure, likely a retaining wall or foundation, showing dimensions and labels.

**Dimensions:**

- Vertical dimension on the left: 5.35
- Horizontal dimension at the bottom: 4.2
- Horizontal dimension at the bottom right: 6
- Top right vertical dimension: 2409.8498 msnm
- Top right vertical dimension: 2408.2978 msnm
- Bottom right vertical dimension: 2405.0998 msnm
- Bottom right vertical dimension: 2404.4998 msnm

**Labels:**

- PANTALLA FRONTAL
- PANTALLA LATERAL
- CIMENTACION
- NEOTERREX

The drawing shows a cross-section of a concrete structure with a sloped face. The structure is filled with a material labeled "NEOTERREX". The base is labeled "CIMENTACION". The structure is divided into two main sections: "PANTALLA FRONTAL" (Front Wall) and "PANTALLA LATERAL" (Side Wall). The dimensions are given in meters (msnm).

VISTA FRONTAL DE LA DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN EL ESTRIBO  
Escala 1:25

## **ANEXOS 7.4 MECANICA DE SUELOS**

## ANEXO 2.

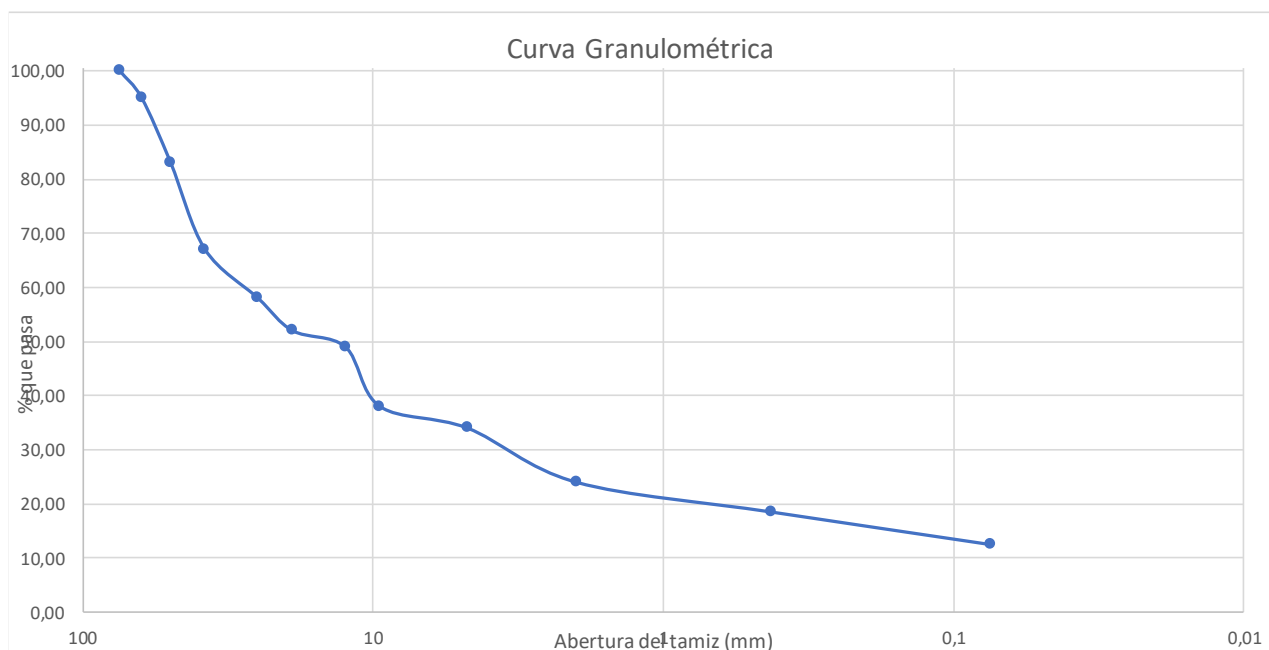
FICHA DE LABORATORIO	
UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA	
Realizado por:	Andrés Buestán, John Saldaña
Fecha:	07-oct-22

Ubicación:	Javier Loyola - Azogues		
Muestra 1 Estribo Izquierdo			
Descripción:	Muestra color café con presencia de material gravoso		
Recipiente N:	108	22	108
Muestra húmeda + Tarro:	92,75	95,25	87,57
Muestra seca + Tarro:	88,25	91,25	84,14
Peso Tarro:	40,01	49,21	49,62
Contenido de agua %:	9,33	9,51	9,94
Promedio $\omega$ %	9,593		
Muestra 2 Estribo Derecho			
Descripción:	Muestra color café con presencia de material gravoso		
Recipiente N:	78	92	77
Muestra húmeda + Tarro:	86,15	105,47	93,14
Muestra seca + Tarro:	82,01	99,01	88,25
Peso Tarro:	50,12	48,25	49,25
Contenido de agua %:	12,98	12,73	12,54
Promedio $\omega$ %	12,750		

Observaciones:	
----------------	--

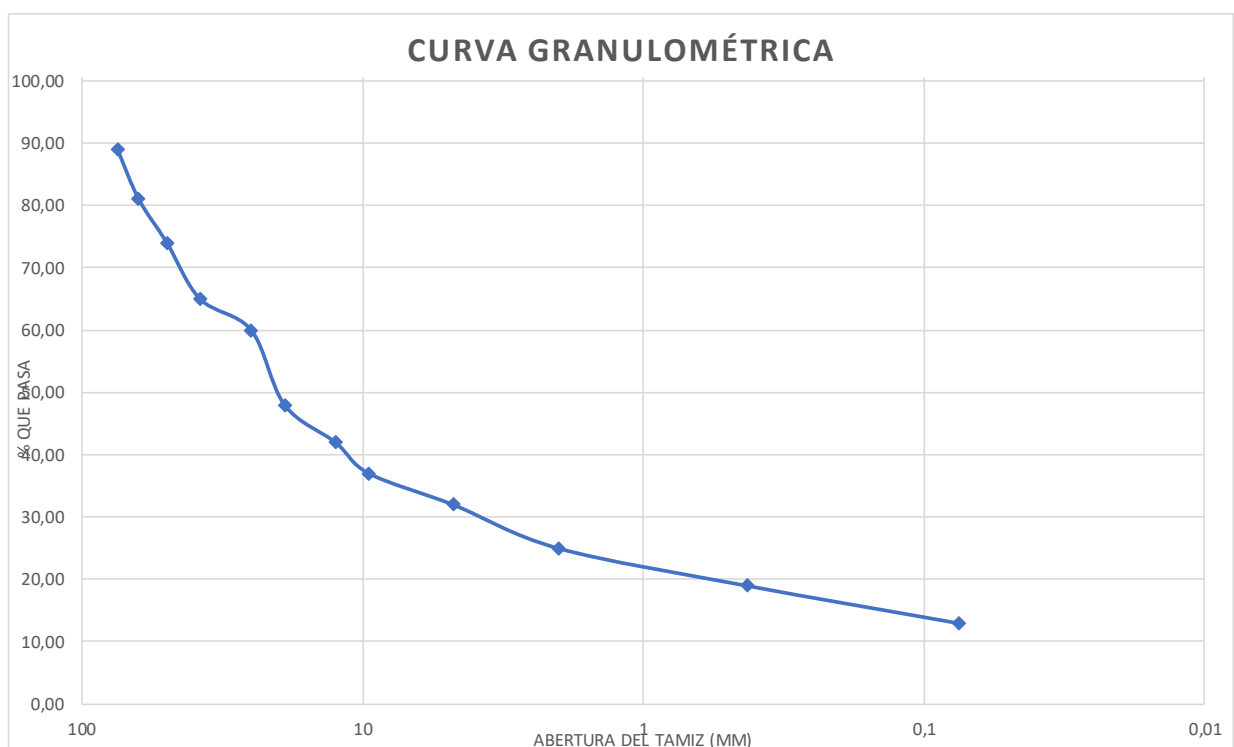
FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO			
Ubicación:	Javier Loyola - Azogues		
Muestra:	1	Profundidad:	4 metros
Fecha de toma de muestras:	7/10/2022	Estribo:	Izquierdo

ANÁLISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO NORMA ASTM D-422						
SERIE GRUESA						
Peso (g)	2264					
Tamiz		Peso retenido (g)	Peso retenido acumulado (g)	% Retenido		% Pasa
Ø	mm			Parcial (%)	Acumulado (%)	
3	75	0	0	0	0	100,00
2 1/2	63	113	113	4,99	4,99	95,01
2	50	272	385	12,01	17,01	82,99
1 1/2	38,1	362	747	15,99	32,99	67,01
1	25	204	951	9,01	42,01	57,99
3/4	19	136	1087	6,01	48,01	51,99
1/2	12,5	68	1155	3,00	51,02	48,98
3/8	9,5	249	1404	11,00	62,01	37,99
4	4,75	90	1494	3,98	65,99	34,01
Pasa 4			770	34,01		
Peso total (g)		2264				
Error		0,00%				
SERIE FINA		Muestra Cuarteada				
Peso Inicial (g)		500				
Peso Final (g)		296,8				
Tamiz		Peso retenido (g)	Peso retenido acumulado (g)	% Retenido		% Pasa
Ø	mm			Parcial (%)	Acumulado (%)	
10	2	147,2	147,2	76,00	76,00	24,00
40	0,425	80,8	228,0	5,50	81,50	18,50
200	0,075	88,2	316,2	6,00	87,50	12,50
Pasa 200			183,8	12,50		
Peso total (g)		316,2				
Error		0%				



FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO			
Ubicación:	Javier Loyola - Azogues		
Muestra:	2	Profundidad:	4 metros
Fecha de toma de muestras:	7/10/2022	Estribo:	Derecho

ANÁLISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO NORMA ASTM D-422						
SERIE GRUESA						
Peso (g)	1932					
Tamiz		Peso retenido (g)	Peso retenido acumulado (g)	% Retenido		% Pasa
Ø	mm			Parcial (%)	Acumulado (%)	
3	75	213	213	11,02	11,02	88,98
2 1/2	63	154	367	7,97	19,00	81,00
2	50	135	502	6,99	25,98	74,02
1 1/2	38,1	174	676	9,01	34,99	65,01
1	25	97	773	5,02	40,01	59,99
3/4	19	232	1005	12,01	52,02	47,98
1/2	12,5	116	1121	6,00	58,02	41,98
3/8	9,5	96	1217	4,97	62,99	37,01
4	4,75	97	1314	5,02	68,01	31,99
Pasa 4			618	31,99		
Peso total (g)		1932				
Error		0,00%				
SERIE FINA	Muestra Cuarteada					
Peso Inicial (g)		500				
Peso Final (g)		296,8				
Tamiz		Peso retenido (g)	Peso retenido acumulado (g)	% Retenido		% Pasa
Ø	mm			Parcial (%)	Acumulado (%)	
10	2	109,2	109,2	75,00	75,00	25,00
40	0,425	93,8	203,0	6,00	81,00	19,00
200	0,075	93,8	296,8	6,00	87,00	13,00
Pasa 200			203,2	13,00		
Peso total (g)		296,8				
Error		0%				





# Direct Shear Test

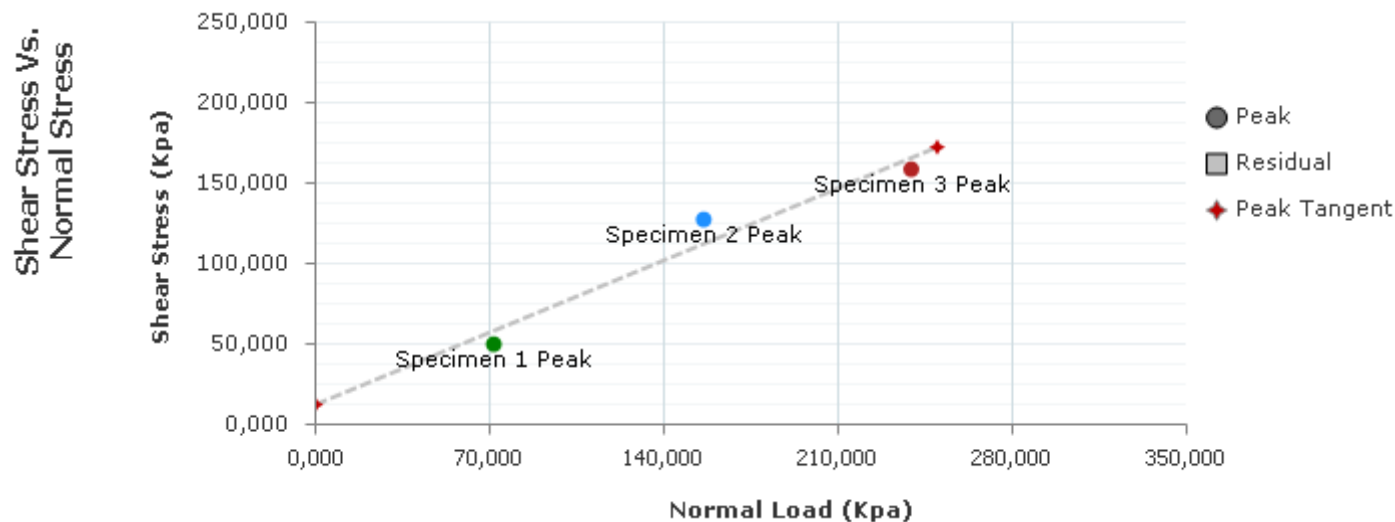
ASTM D3080

Project: Puente Rio Deleg 4.00m

Project Number: 001

Location: Javier Loyola

Client Name:



C (Kpa): 11,893

Residual C (Kpa): NA

Phi (°): 32,8

Residual Phi (°): NA

	Specimen Number							
Initial	1	2	3	4	5	6	7	8
Moisture (%):	0,0	0,0	0,0					
Dry Density (g/cm³):	0,000	0,000	0,000					
Void Ratio:	0,000	0,000	0,000					
Saturation (%):	0,0	0,0	0,0					
Width (mm):	50,800	50,800	50,800					
Height (mm):	50,800	50,800	50,800					
Final	1	2	3	4	5	6	7	8
Moisture (%):	0,0	0,0	0,0					
Dry Density (g/cm³):	0,000	0,000	0,000					
Void Ratio:	0,000	0,000	0,000					
Saturation (%):	0,0	0,0	0,0					
Height (mm):	2,000	2,000	2,000					
Normal Stress (Kpa):	71,589	155,926	239,282					
Peak Shear Stress (Kpa):	50,243	128,119	158,265					
Residual Stress (Kpa):	NA	NA	NA					
Horizontal Deformation (%):	14,7	14,1	9,4					
Rate (mm/min):	1,27000	1,27000	1,27000					

Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Checked By: \_\_\_\_\_ Date: \_\_\_\_\_



# Direct Shear Test

ASTM D3080

Project: Puente Rio Deleg 4.00m

Project Number: 001

Sampling Date: 11/10/2022

Sample Number: 001

Sample Depth: 4.00 m

Location: Javier Loyola

Client Name:

Remarks: Remoldeado saturado tamiz 10

Information Parameters	1	2	3	4	5	6	7	8
Liquid Limit:	0	0	0					
Plastic Limit:	0	0	0					
Specific Gravity:	2,72	2,72	2,72					
Specific Gravity Method:	ASSUMED	ASSUMED	ASSUMED					
Initial Parameters	1	2	3	4	5	6	7	8
Test Temperature (°C):	0,0	0,0	0,0					
Sample Shape:	SQUARE	SQUARE	SQUARE					
Height (mm):	50,800	50,800	50,800					
Diameter (mm):	50,800	50,800	50,800					
Area (cm²):	25,806	25,806	25,806					
Volume (cm³):	131,096	131,096	131,096					
Moisture (%):	0,0	0,0	0,0					
Dry Density (g/cm³):	0,000	0,000	0,000					
Wet Density (g/cm³):	0,000	0,000	0,000					
Saturation (%):	0,000	0,000	0,000					
Void Ratio:	0,000	0,000	0,000					
Porosity (%):	100,0	100,0	100,0					
Consolidation Parameters	1	2	3	4	5	6	7	8
Initial Reference Height (mm):	50,800	50,800	50,800					
Final Reference Height (mm):	2,000	2,000	2,000					
Height (mm):	2,000	2,000	2,000					
Final Parameters	1	2	3	4	5	6	7	8
Moisture Content (%)	0,0	0,0	0,0					
Dry Density (g/cm³):	0,000	0,000	0,000					
Wet Density (g/cm³):	0,000	0,000	0,000					
Saturation (%):	0,000	0,000	0,000					
Void Ratio:	0,000	0,000	0,000					
Porosity (%):	100,0	100,0	100,0					

Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_



# Direct Shear Test

ASTM D3080

## Specimen 1

Test Description: Saturado remoldeado tamiz 10

Other Associated Tests:

Device Details:

Test Specification:

Test Time: 11/10/2022

Technician: Jorge León

Specimen Code:

Sampling Method:

Specimen Lab #: 001

Specimen Description:

Specific Gravity: 2,72

Plastic Limit: 0

Liquid Limit: 0

Test Remarks:

## Specimen 2

Test Description:

Other Associated Tests:

Device Details:

Test Specification:

Test Time: 12/10/2022

Technician:

Specimen Code:

Sampling Method:

Specimen Lab #:

Specimen Description:

Specific Gravity: 2,72

Plastic Limit: 0

Liquid Limit: 0

Test Remarks:



# Direct Shear Test

ASTM D3080

## Specimen 3

Test Description:

Other Associated Tests:

Device Details:

Test Specification:

Test Time: 12/10/2022

Technician:

Specimen Code:

Sampling Method:

Specimen Lab #:

Specimen Description:

Specific Gravity: 2,72

Plastic Limit: 0

Liquid Limit: 0

Test Remarks:

Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

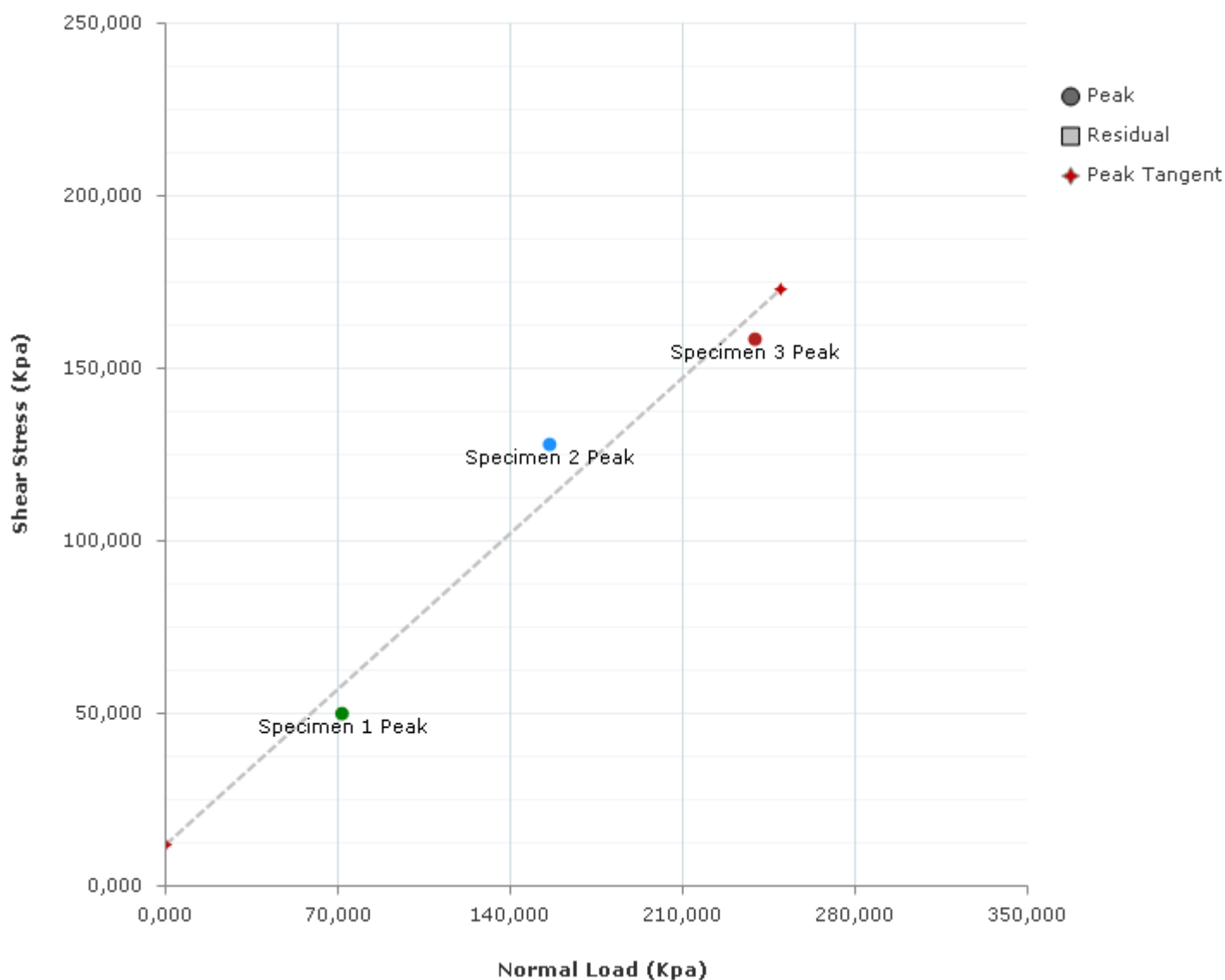
Checked By: \_\_\_\_\_ Date: \_\_\_\_\_

Report Created: 12/10/2022

Page 4

## Direct Shear Test - Shear Stress Vs. Normal Stress

ASTM D3080



Normal Load (Kpa)		
Tangent Results		
Peak Tangent:	C (Kpa)	Phi (°)
Residual Tangent:	NA	NA

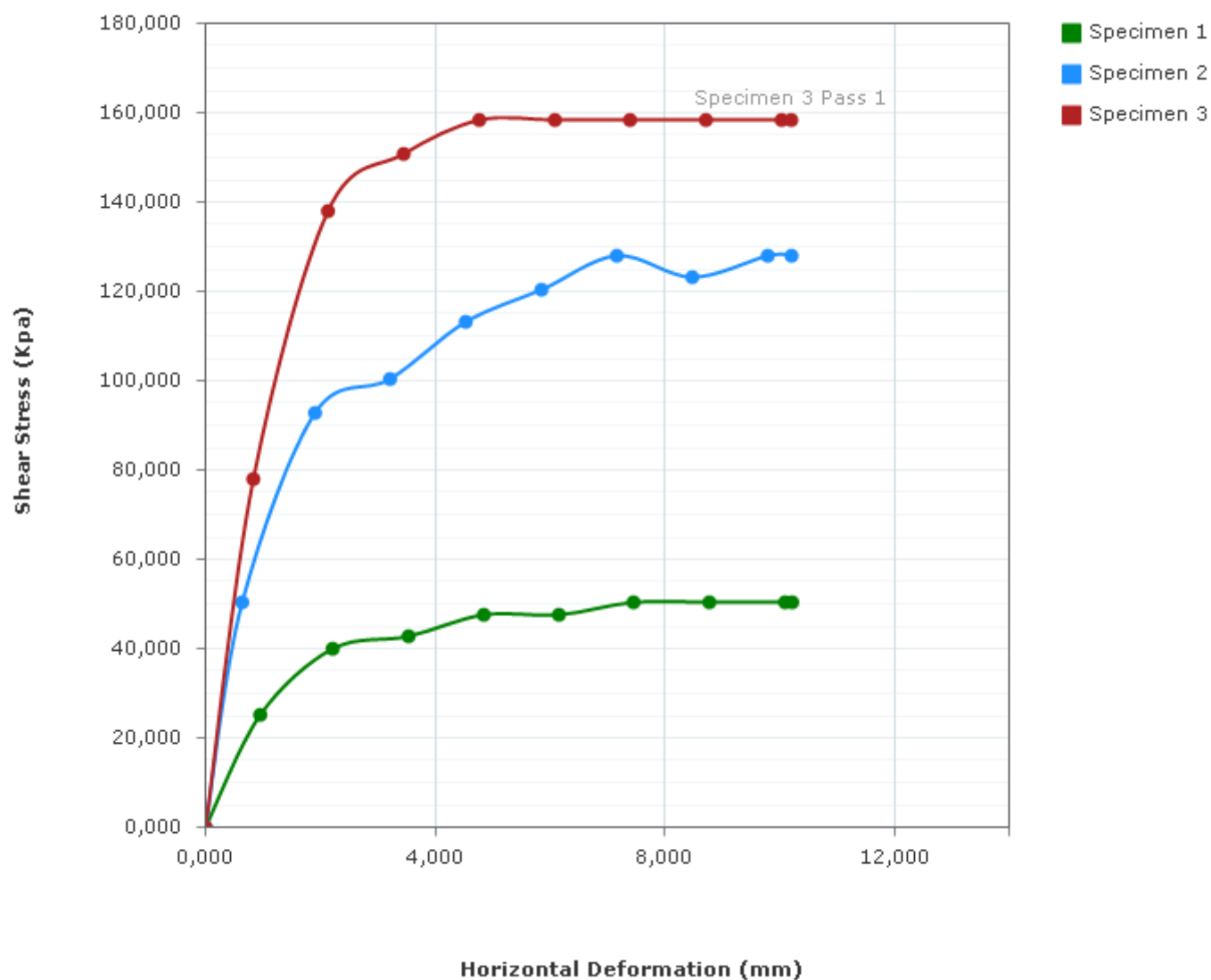
Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_

## Graph - Stress Deformation

ASTM D3080



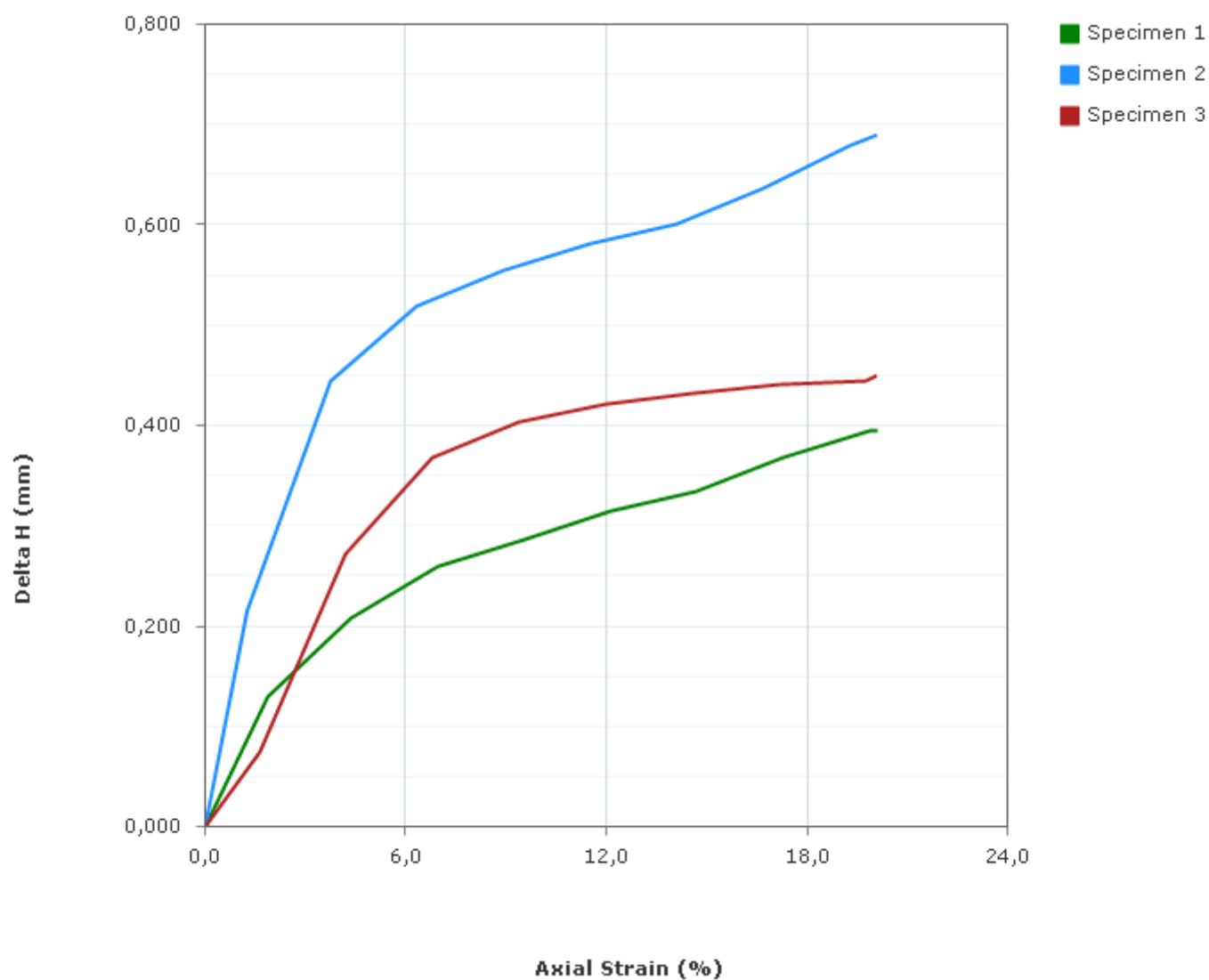
Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_

## Graph - Delta H

ASTM D3080



Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_

# Direct Shear Test - Specimen 1

ASTM D3080

LIMS Code: [TO COME FROM LIMS] LIMS Specimen Code: [TO COME FROM LIMS]

#	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Horizontal Displacement (mm)	Vertical Displacement (mm)	Corrected Shear Force (kN)	Corrected Horizontal Displacement (mm)	Corrected Vertical Displacement (mm)	Axial Strain (%)	Shear Stress (Kpa)
0	00:00:00	0,00000	0,34000	0,00600	0,00000	0,00000	0,00000	0,000	0,00000
1	00:00:10	0,06483	1,29200	0,13600	0,06483	0,95200	0,13000	1,874	25,12141
2	00:00:20	0,10373	2,55400	0,21400	0,10373	2,21400	0,20800	4,358	40,19427
3	00:00:30	0,11021	3,87600	0,26600	0,11021	3,53600	0,26000	6,961	42,70641
4	00:00:40	0,12318	5,18600	0,29400	0,12318	4,84600	0,28800	9,539	47,73069
5	00:00:50	0,12318	6,49600	0,32200	0,12318	6,15600	0,31600	12,118	47,73069
6	00:01:00	0,12966	7,79400	0,34200	0,12966	7,45400	0,33600	14,673	50,24283
7	00:01:10	0,12966	9,11600	0,37400	0,12966	8,77600	0,36800	17,276	50,24283
8	00:01:20	0,12966	10,43400	0,40200	0,12966	10,09400	0,39600	19,870	50,24283
9	00:01:20	0,12966	10,55800	0,40200	0,12966	10,21800	0,39600	20,114	50,24283

Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Technician: Jorge León

Test Date: 11/10/2022

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_

Report Created: 12/10/2022

Page 8



# Direct Shear Test - Specimen 2

ASTM D3080

LIMS Code: [TO COME FROM LIMS] LIMS Specimen Code: [TO COME FROM LIMS]

#	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Horizontal Displacement (mm)	Vertical Displacement (mm)	Corrected Shear Force (kN)	Corrected Horizontal Displacement (mm)	Corrected Vertical Displacement (mm)	Axial Strain (%)	Shear Stress (Kpa)
0	00:00:00	0,00648	0,00000	0,03000	0,00000	0,00000	0,00000	0,000	0,00000
1	00:00:10	0,13614	0,63600	0,24600	0,12966	0,63600	0,21600	1,252	50,24283
2	00:00:20	0,24635	1,90600	0,47600	0,23987	1,90600	0,44600	3,752	92,94923
3	00:00:30	0,26580	3,21400	0,55000	0,25932	3,21400	0,52000	6,327	100,48570
4	00:00:40	0,29822	4,53200	0,58600	0,29173	4,53200	0,55600	8,921	113,04640
5	00:00:50	0,31767	5,85200	0,61200	0,31118	5,85200	0,58200	11,520	120,58280
6	00:01:00	0,33712	7,16400	0,63200	0,33063	7,16400	0,60200	14,102	128,11920
7	00:01:10	0,32415	8,47800	0,66800	0,31767	8,47800	0,63800	16,689	123,09490
8	00:01:20	0,33712	9,79400	0,71000	0,33063	9,79400	0,68000	19,280	128,11920
9	00:01:23	0,33712	10,20800	0,72000	0,33063	10,20800	0,69000	20,094	128,11920

Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Technician: Jorge León

Test Date: 11/10/2022

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_

Report Created: 12/10/2022

Page 9

# Direct Shear Test - Specimen 3

ASTM D3080

LIMS Code: [TO COME FROM LIMS] LIMS Specimen Code: [TO COME FROM LIMS]

#	Elapsed Time (hh:mm:ss)	Load (kN)	Horizontal Displacement (mm)	Vertical Displacement (mm)	Corrected Shear Force (kN)	Corrected Horizontal Displacement (mm)	Corrected Vertical Displacement (mm)	Axial Strain (%)	Shear Stress (Kpa)
0	00:00:00	0,00000	0,02600	0,03400	0,00000	0,00000	0,00000	0,000	0,00000
1	00:00:10	0,20097	0,85800	0,11000	0,20097	0,83200	0,07600	1,638	77,87639
2	00:00:20	0,35656	2,15800	0,30600	0,35656	2,13200	0,27200	4,197	138,16780
3	00:00:30	0,38898	3,47600	0,40200	0,38898	3,45000	0,36800	6,791	150,72850
4	00:00:40	0,40843	4,79400	0,43800	0,40843	4,76800	0,40400	9,386	158,26490
5	00:00:50	0,40843	6,11200	0,45600	0,40843	6,08600	0,42200	11,980	158,26490
6	00:01:00	0,40843	7,42000	0,46600	0,40843	7,39400	0,43200	14,555	158,26490
7	00:01:10	0,40843	8,74200	0,47600	0,40843	8,71600	0,44200	17,157	158,26490
8	00:01:20	0,40843	10,06000	0,48000	0,40843	10,03400	0,44600	19,752	158,26490
9	00:01:21	0,40843	10,23000	0,48400	0,40843	10,20400	0,45000	20,087	158,26490

Project Name: Puente Rio Deleg 4.00m Project Number: 001

Technician: Jorge León

Test Date: 11/10/2022

Checked By: \_\_\_\_\_

Date: \_\_\_\_\_

Report Created: 12/10/2022

Page 10

## **ANEXOS 7.5 HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO**

### Cálculo del caudal de diseño con una altura de 1.8.

H	1,8
---	-----

i	a <sub>i</sub>	p <sub>i</sub>	r <sub>i</sub>	S	$\eta_i$	$\eta$	q <sub>i</sub>
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m/m]			[m <sup>3</sup> /s]
1	0,15	1,303	0,1151	0,0133	n2	0,03	0,136
2	1,295	3,509	0,3691	0,0133	n2	0,03	2,557
3	1,359	3,787	0,3589	0,0133	n3	0,035	2,257
4	0,782	3,726	0,2099	0,0133	n3	0,035	0,908
5	1,764	4,516	0,3906	0,0133	n3	0,035	3,100
6	1,605	4,296	0,3736	0,0133	n3	0,035	2,738
7	1,495	3,912	0,3822	0,0133	n3	0,035	2,589
8	0,675	3,253	0,2075	0,0133	n3	0,035	0,778
9	1,367	3,772	0,3624	0,0133	n3	0,035	2,285
10	1,444	3,841	0,3759	0,0133	n3	0,035	2,474
11	1,863	3,989	0,4670	0,0133	n3	0,035	3,688
12	1,171	3,331	0,3515	0,0133	n2	0,03	2,238
13	0,031	0,575	0,0539	0,0133	n2	0,03	0,017
						S <sub>qi</sub>	25,77

*Aumentar H, Q<Qd*

**Tabla de intensidad y precipitación microcuenca A**

	DURACION	INTENSIDAD				
K	K*dt	mm/h	PRECIPITACION	K	INTENSIDAD ALTERNADA	PRECIPITACION ALTERNADA
1	5	160,37	13,364	21	30,00	2,50
2	10	118,34	9,861	19	32,38	2,70
3	15	99,06	8,255	17	35,26	2,94
4	20	87,32	7,277	15	38,81	3,23
5	25	79,18	6,598	13	43,31	3,61
6	30	78,29	6,525	11	49,22	4,10
7	35	69,58	5,798	9	57,39	4,78
8	40	62,81	5,234	7	69,58	5,80
9	45	57,39	4,783	5	79,18	6,60
10	50	52,95	4,412	3	99,06	8,26
11	55	49,22	4,102	1	160,37	13,36
12	60	46,05	3,837	2	118,34	9,86
13	65	43,31	3,609	4	87,32	7,28
14	70	40,92	3,410	6	78,29	6,52
15	75	38,81	3,234	8	62,81	5,23
16	80	36,94	3,078	10	52,95	4,41
17	85	35,26	2,939	12	46,05	3,84
18	90	33,75	2,813	14	40,92	3,41
19	95	32,38	2,699	16	36,94	3,08
20	100	31,14	2,595	18	33,75	2,81
21	105	30,00	2,500	20	31,14	2,59
22	110	28,95	2,412	22	28,95	2,41

**Tabla de intensidad y precipitación microcuenca B**

	DURACION	INTENSIDAD				
K	K*dt	mm/h	PRECIPITACION	K	INTENSIDAD ALTERNADA	PRECIPITACION ALTERNADA
1	5	160,37	13,364	17	35,26	2,94
2	10	118,34	9,861	15	38,81	3,23
3	15	99,06	8,255	13	43,31	3,61
4	20	87,32	7,277	11	49,22	4,10
5	25	79,18	6,598	9	57,39	4,78
6	30	78,29	6,525	7	69,58	5,80
7	35	69,58	5,798	5	79,18	6,60
8	40	62,81	5,234	3	99,06	8,26
9	45	57,39	4,783	1	160,37	13,36
10	50	52,95	4,412	2	118,34	9,86
11	55	49,22	4,102	4	87,32	7,28
12	60	46,05	3,837	6	78,29	6,52
13	65	43,31	3,609	8	62,81	5,23
14	70	40,92	3,410	10	52,95	4,41
15	75	38,81	3,234	12	46,05	3,84
16	80	36,94	3,078	14	40,92	3,41
17	85	35,26	2,939	16	36,94	3,08
18	90	33,75	2,813	18	33,75	2,81

**Tabla de intensidad y precipitación microcuenca C**

	DURACION	INTENSIDAD				
K	K*dt	mm/h	PRECIPITACION	K	INTENSIDAD ALTERNADA	PRECIPITACION ALTERNADA
1	5	160,37	13,364	21	30,00	2,50
2	10	118,34	9,861	19	32,38	2,70
3	15	99,06	8,255	17	35,26	2,94
4	20	87,32	7,277	15	38,81	3,23
5	25	79,18	6,598	13	43,31	3,61
6	30	78,29	6,525	11	49,22	4,10
7	35	69,58	5,798	9	57,39	4,78
8	40	62,81	5,234	7	69,58	5,80
9	45	57,39	4,783	5	79,18	6,60
10	50	52,95	4,412	3	99,06	8,26
11	55	49,22	4,102	1	160,37	13,36
12	60	46,05	3,837	2	118,34	9,86
13	65	43,31	3,609	4	87,32	7,28
14	70	40,92	3,410	6	78,29	6,52
15	75	38,81	3,234	8	62,81	5,23
16	80	36,94	3,078	10	52,95	4,41
17	85	35,26	2,939	12	46,05	3,84
18	90	33,75	2,813	14	40,92	3,41
19	95	32,38	2,699	16	36,94	3,08
20	100	31,14	2,595	18	33,75	2,81
21	105	30,00	2,500	20	31,14	2,59

**Tabla de intensidad y precipitación microcuenca D**

	DURACION	INTENSIDAD				
K	K*dt	mm/h	PRECIPITACION	K	INTENSIDAD ALTERNADA	PRECIPITACION ALTERNADA
1	5	160,37	13,364	19	32,38	2,70
2	10	118,34	9,861	17	35,26	2,94
3	15	99,06	8,255	15	38,81	3,23
4	20	87,32	7,277	13	43,31	3,61
5	25	79,18	6,598	11	49,22	4,10
6	30	78,29	6,525	9	57,39	4,78
7	35	69,58	5,798	7	69,58	5,80
8	40	62,81	5,234	5	79,18	6,60
9	45	57,39	4,783	3	99,06	8,26
10	50	52,95	4,412	1	160,37	13,36
11	55	49,22	4,102	2	118,34	9,86
12	60	46,05	3,837	4	87,32	7,28
13	65	43,31	3,609	6	78,29	6,52
14	70	40,92	3,410	8	62,81	5,23
15	75	38,81	3,234	10	52,95	4,41
16	80	36,94	3,078	12	46,05	3,84
17	85	35,26	2,939	14	40,92	3,41
18	90	33,75	2,813	16	36,94	3,08
19	95	32,38	2,699	18	33,75	2,81
20	100	31,14	2,595	20	31,14	2,59